

CONTRIBUTOS PARA O DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE SEGURANÇA DE ROLHÕES NATURAIS EM OBRAS HIDRÁULICAS SUBTERRÂNEAS

REGINA PATRÍCIA CAIRES ALVES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Engenheiro Celso Manuel Relva Martins de Lima

Coorientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

JUNHO 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miiec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha Família

*When it seems impossible, like nothing is going to work, you are usually just a few millimeters
away from making it happen
Tony Robbins*

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação é fruto do trabalho desenvolvido ao longo dos últimos meses, traduzindo-se numa experiência desafiante e enriquecedora. Como tal, gostaria de deixar os meus agradecimentos a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para este processo de aprendizagem e realização pessoal.

Em primeiro lugar, gostaria de deixar a minha gratidão a quem me acompanhou a nível académico na elaboração da presente dissertação: ao meu orientador, Professor Engenheiro Celso Lima e ao meu coorientador, Professor Doutor António Topa Gomes, agradeço a proposta do tema e as orientações fornecidas ao longo de todo o trabalho. Foi importante e proveitoso receber conselhos e ensinamentos de pessoas com tão vasta experiência no meio académico.

À FEUP, instituição que me acolheu ao longo dos últimos anos e a todos os docentes com quem tive oportunidade de interagir, agradeço o conhecimento transmitido e as bases que levo comigo.

À Gilza, ao Walter, à Joana e ao Luís agradeço toda a amizade e bons momentos que ficarão para a memória. Ao Jorge agradeço a motivação que me ofereceu no decorrer dos últimos anos, o entusiasmo e a humanidade que sempre transmitiu. Relembrando sempre que primeiro somos seres humanos.

À Cristina e à Anabel agradeço todas as horas de riso, todos os cafés tomados e o desafio ao tempo que continuamos a vencer.

Agradeço ao João Gouveia, por todo o carinho, motivação, apoio e paciência com que me acompanha ao longo dos anos.

Por fim, é com o maior carinho e respeito que agradeço à minha família. O apoio, a união, a garra e a determinação que vos caracteriza inspiram-me.

A todos agradeço.

If you're not making someone else's life better, then you're wasting your time.(Will Smith)

RESUMO

Os rolhões naturais, frequentemente utilizados durante a escavação de túneis em obras hidráulicas, constituem uma obra de carácter provisório, cujo principal objetivo é garantir a segurança no interior da escavação na eventualidade de ocorrer uma inundação no bocal da mesma.

Na presente dissertação, é analisado um rolhão natural situado no descarregador de cheias complementar construído na barragem do aproveitamento hidroelétrico de Caniçada. A análise em questão é realizada através de análises numéricas bidimensionais e tridimensionais, recorrendo aos programas de elementos finitos RS^2 e RS^3 respetivamente.

Numa fase inicial do trabalho é apresentado um estudo paramétrico, a duas dimensões, realizado sobre os parâmetros resistentes de maciço, seguida de uma análise, a três dimensões, a partir da qual é otimizado o comprimento do rolhão face às características do maciço.

Os resultados obtidos a partir das diferentes modelações, são posteriormente comparados permitindo a compreensão da influência das simplificações inerentes ao modelo 2D.

PALAVRAS-CHAVE: Rolhão natural, Caniçada, Método de elementos finitos, Análise numérica 2D, Análise numérica 3D

ABSTRACT

Rock-plugs, often used during the excavation of tunnels in waterworks, constitute a work of provisional character, which the main goal is to guarantee security within the excavation in the event of a flood in the nozzle.

In this dissertation, the rock-plug is situated in the complementary spillway of Caniçada's hydroelectric exploitation dam. The analysis in question is carried out through bidimensional and three-dimensional numerical analysis, undertaken by finite elements programs RS^2 and RS^3 .

At an early stage of work, a parametric study carried out in two dimensions, through the resistant parameters of the rock mass is presented, followed by an analysis, in three dimensions, from which the length of the plug is optimized in relation to the characteristics of the rock mass.

The results obtained from the different modulations are then compared, allowing to understand the influence of the inherent simplifications within the 2D model.

KEYWORDS: Rock Plug, Caniçada, Finite element method, 2D numerical analysis, 3D numerical analysis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVO	1
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	1
2 CRITÉRIOS PARA O COMPORTAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO	3
2.1 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DOS MACIÇOS ROCHOSOS	3
2.1.1 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RQD	3
2.1.2 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RMR	4
2.1.3 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO Q	7
2.1.4 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GSI	10
2.1.5 CORRELAÇÃO ENTRE CLASSIFICAÇÕES	11
2.1.6 ESTIMATIVA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE	11
2.2 CRITÉRIOS DE CEDÊNCIA	15
2.2.1 MEIO CONTÍNUO	15
2.2.1.1 Critério de Mohr-Coulomb	15
2.2.1.2 Critério de Hoek-Brown	16
2.2.2 DESCONTINUIDADES	18
2.2.2.1 Critério de Mohr-Coulomb	18
2.2.2.2 Critério de Barton-Bandis	21
2.2.3 PARÂMETROS EQUIVALENTES DE MOHR-COULOMB	22
2.3 ESTADO DE TENSÃO	24
2.3.1 TENSÕES VIRGENS	24
2.3.1.1 Influência do relevo do terreno na direção das tensões principais	26
2.3.2 TENSÕES INDUZIDAS	26
2.4 DEFORMAÇÃO DO MACIÇO	28
2.5 ESTABILIDADE EM TÚNEIS	29
2.5.1 PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIDADE SUBTERRÂNEA	31

2.5.2 MACIÇO COMO MEIO DESCONTÍNUO	31
2.5.2.1 Influência da orientação da escavação face à orientação das descontinuidades	33
2.5.2.2 Influência do tamanho da escavação	34
2.5.2.3 Influência do estado de tensão <i>in situ</i>	34
2.5.2.4 Suporte	35
2.5.3 MACIÇO COMO MEIO CONTÍNUO	36

3 CASO DE ESTUDO 37

3.1 ENQUADRAMENTO	37
3.1.1 LOCALIZAÇÃO	37
3.1.2 GEOLOGIA	38
3.2 DESCARREGADOR DE CHEIAS COMPLEMENTAR	38
3.2.1 PROSPEÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS E ENSAIOS	40
3.2.2 ZONAMENTO GEOTÉCNICO	41
3.2.3 COMPARTIMENTAÇÃO DO MACIÇO	42
3.2.4 ZONAMENTO HIDRÁULICO	43
3.2.5 ESCAVABILIDADE DO MACIÇO	44
3.3 ROLHÃO	44
3.3.1 LOCALIZAÇÃO	45
3.3.2 DIMENSÕES	45
3.3.3 SOLICITAÇÕES	46
3.4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO	46
3.4.1 ESCAVAÇÃO DA ZONA DE TRANSIÇÃO	47
3.4.2 DESMONTE DO ROLHÃO	47

4 MODELAÇÃO 2D 49

4.1 NOTA INTRODUTÓRIA	50
4.1.1 RS2	50
4.1.2 ESTADO PLANO VS ESTADO AXISSIMÉTRICO	50
4.1.3 DEFINIÇÃO DO MODELO A ANALISAR	50
4.2 MODELAÇÃO DA ESCAVAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL	51
4.2.1 GEOMETRIA, MALHA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA	51
4.2.2 SEQUÊNCIA DE PROCEDIMENTOS	52
4.2.3 COMPORTAMENTO ELÁSTICO VS COMPORTAMENTO ELÁSTO-PLÁSTICO	53
4.2.4 ESTADO DE TENSÃO INICIAL	53

4.2.5	ESTUDO PARAMÉTRICO DAS CARACTERÍSTICAS INTRÍNSECAS DO MACIÇO	55
4.2.5.1	Parâmetros condicionadores do critério de cedência	55
4.2.5.2	Estado de tensão inicial	61
4.2.6	FASEAMENTO CONSTRUTIVO	62
4.3	MODELAÇÃO DA SECÇÃO LONGITUDINAL	64
4.3.1	GEOMETRIA, MALHA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA	64
4.3.2	SEQUÊNCIA DE PROCEDIMENTOS	66
4.3.3	EVOLUÇÃO DAS TENSÕES	67
4.3.4	CRITÉRIO DE CEDÊNCIA	70
4.4	CASO DE ESTUDO	74
4.4.1	CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO	74
4.4.2	PARTICULARIDADES DO CASO DE ESTUDO	74
4.4.3	CONSIDERAÇÃO DE UMA FALHA PERPENDICULAR AO EIXO DO ROLHÃO	75
4.4.4	CONSTRUÇÃO DE UMA PAREDE NA FACE DE MONTANTE DO ROLHÃO	80
4.4.5	CARACTERIZAÇÃO DA SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO	82
5	MODELAÇÃO 3D	87
5.1	RS3	87
5.2	MODELO	87
5.2.1	GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA	88
5.2.2	MALHA	89
5.3	SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO	89
5.4	COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISE 2D E 3D	90
5.4.1	COMPARAÇÃO COM A SECÇÃO TRANSVERSAL	90
5.4.2	COMPARAÇÃO COM MODELO AXISSIMÉTRICO	91
5.5	RESULTADOS	95
5.5.1	DESLOCAMENTOS	95
5.5.1.1	Segundo a secção transversal	95
5.5.1.2	Segundo eixo longitudinal	96
5.5.2	PLASTIFICAÇÃO MACIÇO	99
5.5.3	VARIAÇÃO DA GEOMETRIA	101
5.5.4	DIMENSÕES MÍNIMAS DO ROLHÃO	102
6	CONCLUSÃO	105

6.1	CONCLUSÕES	105
6.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	106
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107
 A	 ANEXOS	 1

LISTA DE FIGURAS

2.1	Representação da determinação e interpretação de RQD [5].	4
2.2	Pesos dos parâmetros que afetam positivamente RMR [6].	5
2.3	Pesos relativos ao efeito da orientação das descontinuidades, em função do tipo de obra geotécnica [6].	6
2.4	Parâmetros intervenientes no cálculo de Q [7].	8
2.5	Ábaco que relaciona o Índice Q com o tipo de suporte e a qualidade da rocha. Ábaco de Palmstrom e Broch em 2006, referenciado em [8].	9
2.6	Determinação aproximada do valor de GSI [4].	10
2.7	Representação das equações propostas por Hoek-Diederichs em 2006 de forma a estimar o valor de E_m . a) modelo simplificado; b) modelo generalizado [19].	12
2.8	Guia para estimar valor de MR [4].	13
2.9	Variação de E face à distância da face escavada. a) Fundação; b) Túnel [21].	14
2.10	Indicações para a escolha o valor de D [16].	14
2.11	Evolução de rocha intacta a fortemente fraturada com o aumento da dimensão da amostra [22].	15
2.12	Envolvente de Mohr-Coulomb [23].	16
2.13	Guia para estimar valor de m_i [25].	17
2.14	a) Curva tensão tangencial vs deslocamentos; b) Relação entre tensão de tangencial e normal para uma descontinuidade lisa [26].	18
2.15	a) Curva tensão tangencial vs deslocamentos; b) Relação entre tensão de tangencial e normal para uma descontinuidade cimentada [27].	19
2.16	Efeito da rugosidade das descontinuidades e tensão normal no ângulo de atrito da descontinuidade [29].	20
2.17	Perfis de rugosidades de descontinuidades e correspondente JRC. a) Proposta de Barton e Choubey em 1977 [31]; b) Proposta de Barton em 1983 [32].	21
2.18	Estimativa do JCS com recurso ao martelo de Schmidt, do tipo L (baixa energia de impacto) [33].	22
2.19	Relação entre as tensões principais máximas e mínimas para os critérios Hoek-Brown e Mohr-Coulomb equivalente [16]. Os Valores presentes no gráfico encontram-se em MPa.	23
2.20	Representação da coesão e ângulo de atrito instantâneos [27].	24

2.21	a) Evolução do valor da tensão vertical em profundidade; b) Evolução dos limites de k em profundidade [38].	25
2.22	Influência da topografia no estado de tensão <i>in situ</i> [36].	26
2.23	Escavação de um túnel horizontal num maciço com estado de tensão inicial $\sigma_{h0} = 3\sigma_{v0}$. a) Representação das direções das tensões principais após escavação; b) Representação da magnitude das tensões principais máximas e mínimas [39].	27
2.24	Efeito de arco tridimensional nas proximidades da frente de escavação de um túnel suportado. a) Plano longitudinal vertical; b) Plano transversal; c) Plano longitudinal horizontal [41].	27
2.25	Deslocamentos num plano longitudinal vertical contendo o eixo do túnel [43]. Representado a Azul a direção dos deslocamentos e a vermelho o sentido de escavação.	28
2.26	Diferentes tipos de rotura face a diversas estruturas de maciços sujeitos a níveis de tensão distintos. ([47], adaptado de [11])	29
2.27	Problemas, parâmetros, métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas. ([47], adaptado de [48])	30
2.28	a) Deslizamento de um bloco situado no coroamento do túnel; b) Deslizamento de um bloco situado no hasteal direito do túnel [51].	32
2.29	Escavação de um túnel sem suporte em ardósia no País de Gales [24].	32
2.30	Determinação da forma e do volume de uma cunha formada por 3 descontinuidades, sobre um túnel retangular com vão livre S [24].	33
2.31	Influência da orientação do túnel face à orientação das descontinuidades na criação de cunhas instáveis. a) Orientação do túnel desfavorável; b) Orientação do túnel favorável [24].	33
2.32	Aumento da dimensão de rocha instável face ao aumento da área escavada [24].	34
2.33	Forças aplicadas ao maciço potencialmente instável após escavação [24].	35
2.34	Representação de pregagens sobre uma cunha. a) Vista bidimensional; b) Vista tridimensional [51]	35
3.1	Localização da barragem de Caniçada [55].	37
3.2	Barragem de Caniçada, vista de montante [56].	38
3.3	Corte longitudinal do descarregador de cheias complementar [59].	39
3.4	Planta do descarregador de cheias complementar [59].	39
3.5	Localização dos trabalhos de prospeção [60].	40
3.6	Zonamento geotécnico. Perfil longitudinal pelo eixo do descarregador [61].	41

3.7	Sistema de Descontinuidades, Altitudes [62].	42
3.8	Zonamento hidráulico. Perfil longitudinal pelo eixo do descarregador [64].	43
3.9	Zonamento geológico e geotécnico do emboquilhamento de montante [64].	45
3.10	Secção transversal do rolhão, face de montante [65].	46
3.11	Faseamento construtivo, do túnel na secção de transição	47
3.12	Faseamento construtivo do desmonte do rolhão. a) corte longitudinal; b) corte transversal a meio rolhão [66].	48
4.1	Representação da geometria e malha utilizada na análise 2D da secção transversal do rolhão.	52
4.2	Representação do estado de tensão no maciço para σ_1 . a) Antes da escavação do vale; b) Após a escavação do vale do rio.	53
4.3	Variação de tensões em profundidade. a) Antes da escavação do vale; b) Após escavação do vale.	54
4.4	Representação do estado de tensão inicial e orientações das tensões principais.	54
4.5	Variação da envolvente do critério de Hoek-Brown com o σ_{ci}	55
4.6	Evolução das tensões principais face aos incrementos de σ_{ci} , na envolvente da escavação. a) σ_1 ; b) σ_3	56
4.7	Evolução dos deslocamentos totais face aos incrementos de σ_{ci} no contorno da escavação.	57
4.8	Plastificação em torno da escavação para $\sigma_{ci} = 10$ MPa.	57
4.9	Considerando $\sigma_{ci} = 45$ MPa e $D = 0$. a) Variação da envolvente do critério de Hoek-Brown com o GSI. b) Variação de E_m face a GSI.	58
4.10	a) Variação dos deslocamentos máximos na envolvente da escavação face ao GSI; b) Variação das tensões principais máximas na envolvente da escavação face ao GSI.	59
4.11	Área plastificada na periferia da escavação para um maciço com GSI = 10.	59
4.12	Considerando $\sigma_{ci} = 45$ MPa e GSI = 61. a) Variação do critério de Hoek-Brown com o D. b) Variação de E_m face a D.	60
4.13	a) Variação dos deslocamentos em função do valor de D; b) Variação das tensões principais em função do valor de D.	60
4.14	Representação dos alinhamentos segundo os quais são medidos os deslocamentos.	61
4.15	Deslocamentos radiais ao longo dos alinhamentos representados na Figura 4.14. a) Ao longo do alinhamento vertical; b) Ao longo do alinhamento horizontal.	61
4.16	Variação do valor das tensões principais com o K_0	62

4.17	Modelação dos suporte ao logo das fases de escavação.	63
4.18	Influência do faseamento construtivo em função do GSI, para um maciço com $\sigma_{ci} = 45$ MPa, $D = 0$ e $K_0 = 1,5$. a) Variação dos deslocamentos; b) Variação da tensão principal máxima na periferia do rolhão.	63
4.19	Geometria do modelo axissimétrico utilizado. As distâncias estão representadas em metros.	65
4.20	a) Apoios e malhas adotados no modelo axissimétrico; b) Estado de tensão inicial no maciço.	65
4.21	Escavação e colocação de suporte. a) Numa fase i ; b) Numa fase $i+1$	66
4.22	a) Escavações do túnel concluídas; b) Aplicação da pressão da água na face de montante do rolhão.	67
4.23	Evolução das tensões e deslocamentos verticais na escavação de um túnel em solo, segundo perfil longitudinal. (Seta a vermelho indicativa do sentido da escavação) [41]	67
4.24	Tensões radiais ao longo da escavação do túnel a jusante do rolhão na fase J.	68
4.25	a) Tensões na direção radial ao longo do desenvolvimento do túnel durante a fase J; b) deslocamentos radiais ao longo do desenvolvimento do túnel durante a fase J.	68
4.26	Tensões principais máximas no contorno da escavação ao longo de um corte longitudinal durante a fase J: a) Ao longo da periferia do túnel e rolhão; b) Apenas zona do rolhão.	69
4.27	Tensões radiais ao logo da escavação do túnel a montante e jusante do rolhão.	70
4.28	Tensões principais máximas na zona do rolhão.	70
4.29	a) Evolução do valor das tensões principais máximas no maciço em função da diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de σ_{ci} ; b) Evolução dos deslocamentos na face de jusante do rolhão em função da diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de σ_{ci}	71
4.30	a) Evolução das tensões principais máximas no maciço em função da diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de GSI. b) Evolução dos deslocamentos na face de jusante do rolhão em função da diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de GSI.	72
4.31	Geometria utilizada para a modelação da escavação com recurso a explosivos. A cinzento claro está representada a zona afetada por D. a) Antes da escavação do túnel; b) Após a escavação do túnel e colocação de suporte.	72
4.32	a) Evolução das tensões principais máximas no maciço em função da diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de D. b) Evolução dos deslocamentos na face de jusante do rolhão em função diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de D.	73

4.33	a) Estado inicial da modelação; b) Fim de escavação da zona corrente do túnel; c) Consideração da superfície de deslizamento (linha a rosa), falha a meio rolhão (linha a azul) e carga na face de montante.	75
4.34	Representação (a preto) do alinhamento sobre o qual são medidos os deslocamentos e tensões apresentadas na Figura 4.35.	76
4.35	a) Evolução dos deslocamentos ao longo da superfície de deslizamento face às sucessivas reduções na dimensão do rolhão. b) Tensões de corte mobilizadas ao longo da superfície de deslizamento.	76
4.36	a) Geometria da face de jusante de um rolhão com 22 m de comprimento (apenas representado a parcela do rolhão a jusante da falha); b) Variação da distribuição dos deslocamentos na face de jusante do rolhão para diferentes dimensões do mesmo.	77
4.37	Modelo utilizado para a análise de ocorrência de concentração de água na zona da falha. . . .	78
4.38	a) Evolução dos deslocamentos ao longo da superfície de deslizamento em função de sucessivas reduções na dimensão do rolhão, com a pressão da água aplicada na zona da falha. b) Tensões de corte mobilizadas ao longo da superfície de deslizamento.	78
4.39	a) Deslocamentos mobilizados na face de jusante do rolhão, ao longo do alinhamento representado na Figura 4.36, para diferentes dimensões do mesmo; b) Zoom do gráfico representado em a).	79
4.40	Rolhão com comprimento útil de 7,5 m. a) Geometria do rolhão na fase em análise; b) Plastificação do rolhão; c) Deslocamentos na face de jusante do rolhão.	80
4.41	Geometria utilizada para a modelação da parede a montante do rolhão.	81
4.42	Influência da colocação de uma parede de betão armado com 1 m de espessura na face de montante do rolhão, no que respeita os deslocamentos máximos sofridos no maciço.	81
4.43	Variação das tensões de corte ao longo da superfície de deslizamento. a) Influência da colocação de uma parede de 1 m de espessura a montante. b) Influência da dimensão do rolhão.	81
4.44	Evolução dos deslocamentos na face de jusante do rolhão em função da dimensão do mesmo aquando da construção de uma parede com 1 m de espessura na face de montante.	82
4.45	Modelo utilizado para o estudo da influência das condições da superfície de deslizamento. . .	83
4.46	Relação σ - ε . a) Variação do E; b) Variação dos parâmetros resistentes.	83
4.47	Deslocamentos máximos obtidos na face de jusante rolhão em função do comprimento do mesmo.	84

4.48	Comprimento mínimo do rolhão em função das propriedades resistentes da superfície de deslizamento.	85
5.1	Divisão do rolhão em fatias	88
5.2	a) Geometria do problema 3D; b) Apoios adotados.	88
5.3	a) Malha adotada; b) Elementos de má qualidade associados à malha adotada.	89
5.4	Representação do estado de tensão no maciço. a) Antes da escavação do vale; b) Após escavação do vale.	89
5.5	Corte longitudinal da malha.	90
5.6	Representação das tensões principais máximas após desmonte do rolhão. a) Modelo 2D; b) Modelo 3D.	91
5.7	Variação dos deslocamentos ao longo do alinhamento vertical sobre coroamento do rolhão para o modelo 2D e 3D.	91
5.8	Estado de tensão inicial. Modelo 3D com secção circular.	92
5.9	Representação dos deslocamentos no maciço, para um rolhão com 22 m de comprimento sujeito a uma pressão na face de montante de 330 kPa. Na figura, as escavações a montante e a jusante do rolhão são representadas pelas letras M e J, respetivamente. a) Modelo 2D; b) Modelo 3D, com secção circular.	92
5.10	Evolução dos deslocamentos máximos na face de jusante do rolhão com a sucessiva diminuição do comprimento do rolhão.	93
5.11	Representação no modelo 3D do corte longitudinal apresentado na Figura 5.12 b).	93
5.12	Representação dos deslocamentos no maciço, para um rolhão com 22 m de comprimento sujeito a um pressão na face de montante de 330 kPa. Na figura, as escavações a montante e a jusante do rolhão são representadas pelas letras M e J, respetivamente. a) Modelo 2D; b) Modelo 3D.	94
5.13	a) Evolução dos deslocamentos máximos na face de jusante do rolhão com a sucessiva diminuição do comprimento do mesmo. b) Zoom do gráfico apresentado em a).	94
5.14	Representação dos deslocamentos em torno da escavação face a diferentes K_0 . a) $K_0 = 0,5$; b) $K_0 = 1$; c) $K_0 = 1,5$	95
5.15	Evolução dos deslocamentos totais ao longo de alinhamentos transversais ao eixo da escavação (representados na Figura 5.14). a) Ao longo do alinhamento vertical acima do coroamento; b) Ao longo do alinhamento horizontal a partir do hasteal direito.	95

5.16	Deslocamentos ao longo do alinhamento do coroamento da escavação segundo o eixo longitudinal. a) Representação dos deslocamentos no modelo 3D; b) Evolução dos deslocamentos na fase de escavação representada em a). (no gráfico, a laranja, é representada a posição da frente de escavação).	96
5.17	Deslocamentos ao longo do alinhamento do coroamento da escavação segundo o eixo longitudinal. a) Representação dos deslocamentos no modelo 3D; b) Evolução dos deslocamentos nas fases de escavação representadas em a) e na Figura 5.16 a) . (no gráfico, a vermelho é representada a posição da frente de escavação a jusante do rolhão e a verde a montante do rolhão)	97
5.18	Representação dos vetores de deslocamento ao longo do perfil longitudinal da escavação.	97
5.19	Representação dos deslocamentos ao longo das secções do túnel escavadas. Situação correspondente a um rolhão com 22 m de comprimento e maciço com $K_0=1,5$. Alinhamentos longitudinais ao longo do coroamento e hasteal direito representados a preto e a rosa, respetivamente.	98
5.20	Variação dos deslocamentos em função de K_0 . a) Variação ao longo do coroamento; b) Variação ao longo do hasteal direito (Alinhamentos representados na Figura 5.19).	98
5.21	Deslocamentos ao longo do alinhamento dos hasteais da escavação segundo o eixo longitudinal, para $K_0 = 1,5$	99
5.22	Pontos do maciço plastificados. a) $K_0 = 1,5$; b) $K_0 = 0,5$	99
5.23	Pontos do maciço plastificados. a) $K_0 = 1,5$; b) $K_0 = 0,5$	100
5.24	a) Deslocamentos na face de jusante do rolhão; b) Representação da deformada ao longo de um corte longitudinal no rolhão. Rolhão de 7 m de comprimento em maciço com $K_0 = 1,5$; GSI = 20 e 330 kPa aplicados na face de montante.	100
5.25	Diferentes geometrias analisadas.	101
5.26	a) Representação da geometria 1; b) Deslocamentos na face de jusante de um rolhão com 5 m de comprimento sujeito a uma pressão de 330 kPa na face de montante.	101

LISTA DE TABELAS

2.1	Classificação de RMR [6].	7
2.2	Valor de ESR face ao tipo de escavação [3]	9
2.3	Expressões de cálculo do módulo de deformabilidade de maciços rochosos (em MPa) [12]. . .	12
3.1	Zonamento geotécnico [61].	41
3.2	Caracterização do zonamento hidráulico [57].	43
3.3	Resumo do suporte primário, em todas as etapas, para as diferentes fases. Tabela adaptada [63]	48
4.1	Valores da resistência à compressão uniaxial face ao grau de alteração do maciço granítico obtidos na escavação do metro do Porto [68].	56
4.2	Variação de E_i em função de σ_{ci}	56
4.3	Módulo de elasticidade e parâmetros Hoek-Brown face a diferentes valores de GSI	58
4.4	Módulo de Elasticidade e parâmetros Hoek-Brown para $D=0.8$	60
4.5	Alívios de tensão adotados aquando da modelação do faseamento construtivo	62
4.6	Módulo de Elasticidade e parâmetros Hoek-Brown face a diferentes valores de D	73
4.7	Parâmetros resistentes do maciço	74
4.8	Parâmetros de Mohr-Coulomb associados à superfície de deslizamento e à falha.	75
4.9	Parâmetros resistentes da superfície de deslizamento	84
5.1	Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 0,5$	102
5.2	Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 1$	102
5.3	Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 1,5$	102
5.4	Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 2$	103
5.5	Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 0,5$	103
5.6	Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 1$	103
5.7	Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 1,5$	103
5.8	Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 2$	104

SÍMBOLOS, SIGLAS E ACRÓNIMOS

ALFABETO LATINO

c	Coesão
c_i	Coesão instantânea
c'	Coesão equivalente
D	Grau de perturbação no maciço resultante da escavação com explosivos.
E	Módulo de deformabilidade
E_i	Módulo de deformabilidade da rocha intacta
E_m	Módulo de deformabilidade do maciço
J_a	<i>Joint alteration number</i>
J_n	<i>Joint set number</i>
J_r	<i>Joint roughness number</i>
J_w	<i>Joint water reduction</i>
K_0	Coefficiente de impulso em repouso
m_i	Constante da rocha intacta em função da litologia do maciço
Q	<i>Rock Mass Quality</i>
W	Peso de um bloco de maciço.
zz	Profundidade

ALFABETO GREGO

α_f	Ângulo entre a normal à faceta em que ocorre a rotura e a direção da tensão principal máxima
δ	Deslocamentos
ε	Deformação
σ_c	Resistência à compressão uniaxial do maciço
σ_{ci}	Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta
σ_h	Tensão horizontal
σ_n	Tensão normal
σ_t	Resistência à tração
σ_v	Tensão vertical
σ_{XX}	Tensão na direção X
σ_{YY}	Tensão na direção Y
σ_1	Tensão principal máxima
σ_3	Tensão principal mínima
σ'_{h0}	Tensão efetiva horizontal em repouso
σ'_{v0}	Tensão efetiva vertical em repouso
σ'_1	Tensão principal efetiva máxima
σ'_3	Tensão principal efetiva mínima

σ_θ	Tensão tangencial
τ	Resistência de corte
τ_p	Resistência de corte de pico
τ_r	Resistência ao corte residual
ν	Coefficiente de Poisson
ϕ	Ângulo de atrito
ϕ_i	Ângulo de atrito instantâneo
ϕ_p	Ângulo de atrito de pico
ϕ_r	Ângulo de atrito residual
ϕ'	Ângulo de atrito equivalente

SIGLAS E ACRÓNIMOS

DDIR	Azimute da linha de maior declive
DIP	Pendor da linha de maior declive
EDP	Energias de Portugal
ESR	<i>Excavation Support Ratio</i>
GSI	<i>Geological Strength Index</i>
JCS	<i>Joint wall Compressive Strength</i>
JRC	<i>Joint Roughness Coefficient)</i>
MR	Racio de deformabilidade
NMC	Nível de Máxima Cheia
NPA	Nível pleno armazenamento
RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
RMR_{76}	RMR versão de 1976
RMR_{89}	RMR versão 1989
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
RS^2	<i>Rock and Soil 2-dimensional analysis program</i>
RS^3	<i>Rock and Soil 3-dimensional analysis program</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SRF	<i>Stress Reduction Factor</i>
WES	<i>Waterways Experimental Station</i>
2D	2 Dimensões
3D	3 Dimensões

UNIDADES

cm	Centímetro
GPa	Gigapascal
kPa	Kilopascal

Km	Quilómetro
kN/m^3	Kilonewton por metro cúbico
L/min	Litros por minutos
m	Metro
mm	Milímetro
MPa	Megapascal
m^3/s	Metro cúbico por segundo

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVO

No processo de construção de um túnel em obras hidráulicas, onde a zona de emboquilhamento é passível de ser inundada, é corrente considerar um programa de trabalhos que considere um troço do maciço por escavar, criando assim um rolhão natural. A dimensão do rolhão adotada deve, em caso de inundação, oferecer resistência à pressão da água, garantindo a segurança das pessoas e dos trabalhos no interior da escavação.

Tendo em consideração o descrito no parágrafo anterior, o objetivo principal da presente dissertação consiste em, com base num caso concreto e recorrendo a modelações numéricas, identificar os principais fatores condicionantes do dimensionamento de um rolhão natural.

O caso de estudo considerado, corresponde ao descarregador de cheias complementar construído na barragem de Caniçada no seguimento de uma reavaliação da capacidade de vazão do descarregador, inicialmente incorporado na barragem. No descarregador em questão, foi construído um rolhão natural com o intuito de assegurar as condições de segurança necessárias durante a construção do descarregador, no caso de perda de funcionalidade da ensecadeira.

Na presente dissertação, a modelação do problema é realizada com recurso aos programas da *Rocscience RS²* e *RS³* para análises em meios contínuos e o programa *Unwedge* para a análise de instabilidades locais em meios descontínuos.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é dividida em 6 Capítulos, sendo o primeiro, o presente capítulo referente à introdução.

No capítulo 2 são descritos alguns aspetos de relevo face ao comportamento dos maciços rochosos, nomeadamente as classificações geomecânicas (enfatizando as classificações RQD, RMR, Q e

GSI), a variação do estado de tensão no maciço aquando da escavação de um túnel e as consequentes deformações. Por último, é abordado a estabilidade do maciço e os respetivos critérios de cedência associados caso o maciço seja considerado um meio contínuo ou descontínuo.

No capítulo 3 é descrito o caso de estudo, a que corresponde o descarregador de cheias complementar construído na barragem da Caniçada. São apresentados no referido capítulo a geometria, a geologia e o faseamento construtivo proposto em projeto de forma a possibilitar nos capítulos seguintes a modelação numérica do descarregador.

No capítulo 4, é inicialmente apresentado um estudo paramétrico sobre os parâmetros resistentes do maciço e o seu estado de tensão, com o intuito de ganhar sensibilidade sobre os mesmo. Par tal, recorre-se à modelação 2D do problema ao longo de secções transversais e longitudinais ao eixo do rolhão construído no descarregador complementar. Uma vez realizado o estudo paramétrico, é estudado o comportamento do rolhão considerando a existência de uma falha transversal ao mesmo e um conjunto de descontinuidades que atravessam longitudinalmente o rolhão, criando assim uma superfície de deslizamento.

No capítulo 5, é apresentada a análise tridimensional do descarregador e do rolhão, sendo os resultados comparados com a modelação 2D. No mesmo capítulo e em função das características do maciço é apresentada uma otimização do comprimento do rolhão necessário.

Finalmente, no capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões retiradas do trabalho desenvolvido na presente dissertação e propostos alguns desenvolvimentos futuros.

Complementarmente existe um anexo referenciado de A, que contem informação adicional à apresentada nos diferentes capítulos, de modo a complementar e/ou justificar diferentes considerações referidas ou desenvolvidas nos mesmos.

2

CRITÉRIOS PARA O COMPORTAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO

2.1 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DOS MACIÇOS ROCHOSOS

As classificações geomecânicas surgem face à necessidade de caracterização dos maciços rochosos aquando do desenvolvimento de projetos geotécnicos. De carácter empírico, as classificações em questão, permitem qualificar o maciço com base em observações diretas do maciço e ensaios *in situ* ou em laboratório. Atualmente, as quatro classificações geomecânicas mais utilizadas são: RQD proposta por Deere em 1967 [1], classificação RMR de Bieniawski em 1973[2], sistema Q de Barton e outros em 1974 [3], sendo que os dois últimos utilizam o RQD como parâmetro para o cálculo de seus índices dos qualidade do maciço e o sistema GSI desenvolvido por E. Hoek [4].

2.1.1 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RQD

Em 1967, Deere[1] propõe uma classificação denominada RQD (*Rock Quality Designation Index*) que, como representado na figura seguinte, corresponde à relação entre o somatório de todos os comprimentos superiores a 10 cm e o comprimento total furado. Representando assim, a qualidade do maciço face à perfuração. O valor de RQD varia entre 0% e 100%, correspondendo a uma rocha de fraca e excelente qualidade, respetivamente.

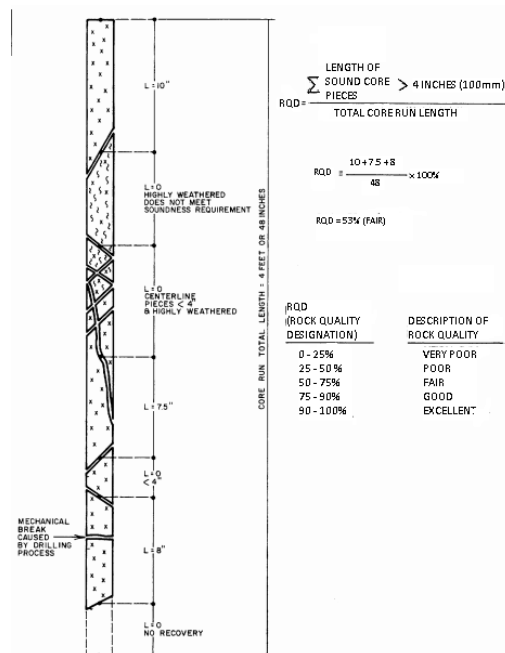


Figura 2.1: Representação da determinação e interpretação de RQD [5].

2.1.2 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RMR

Bieniawski em 1973[2] introduziu e desenvolveu um sistema de classificação geomecânica, *Rock Mass Rating* (RMR), que ao longo dos tempos tem sido ajustado conforme aumentam os números de casos estudados. A classificação originalmente incorporava oito parâmetros geológico-geotécnicos, sendo posteriormente reduzida para seis, que influenciam de modo determinante o comportamento dos maciços rochosos.

Tais parâmetros encontram-se enumerados abaixo:

1. resistência à compressão uniaxial do material rochoso intacto σ_{ci} (MPa);
2. grau de fraturação do maciço através de RQD (*Rock Quality Designation Index*);
3. espaçamento das descontinuidades;
4. condições das descontinuidades;
 - (a) persistência;
 - (b) abertura;
 - (c) rugosidade das superfícies;
 - (d) preenchimento;
 - (e) grau de alteração;

5. condições hidrogeológicas (estimada nas piores condições possíveis);
6. orientação das descontinuidades em relação à orientação da escavação;

De modo a aplicar a classificação geomecânica RMR, o maciço é dividido em zonas que apresentem características geológicas uniformes e, para cada região, é realizada uma classificação individual de acordo com dados de campo [6]. A cada um dos parâmetros, face à sua condição, é atribuído um peso representativo da influência que o mesmo tem na classificação final do maciço.

O valor de RMR corresponde desta forma à soma algébrica dos pesos atribuídos a cada um dos parâmetros, podendo variar entre 0 e 100.

Na Figura 2.2 são descritos os pesos atribuídos a cada um dos parâmetros que afetam positivamente o índice.

P1 - Resistência à compressão da rocha intacta							
Point Load	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Utilizar ensaio de resistência à compressão uniaxial		
Compressão uniaxial	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1MPa
Pesos	15	12	7	4	2	1	0
P2 - RQD							
	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
Pesos	20	17	13	8	3		
P3 - Espaçamento de Descontinuidades							
Espaçamento (m)	>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	<0.06		
Pesos	20	15	10	8	5		
P4 - Condição das descontinuidades (* ver P4*)							
	Superfícies muito rugosas, não contínuas, com nenhuma separação. Superfície de rocha inalterada	Superfícies ligeiramente rugosas, separação <1 mm, paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação <1 mm, paredes muito alteradas	Superfícies lisas, com enchimento com espessura <5 mmou juntas contínuas com separação de 1-5 mm	Enchimento mole, com espessuras >5 mm ou juntas contínuas com separação >5 mm		
Pesos	30	25	20	10	0		
P5 - Presença de água							
Caudal por 10 m de coprimento do túnel	Nenhum	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
Relação entre pressão da água e a tensão principal máxima	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	0.5		
Condições gerais	Completamente seco	Água intersticial	Húmido	Escorrimentos	Entrada de água		
Pesos	15	10	7	4	0		
P4* - Classificação da condição das descontinuidades							
Comprimento das descontinuidades (m)	<1	1-3	3-10	10-20	>20		
Pesos	6	4	2	1	0		
Abertura (mm)	Nenhuma	<0.1	0.1-1.0	1-5	>5		
Pesos	6	5	4	1	0		
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Macio	Liso		
Pesos	6	5	3	1	0		
Preenchimento (mm)	Nenhuma	Duro <5	Duro >5	Mole <5	Mole>5		
Pesos	6	4	2	2	0		
Alteração	Inalterado	Ligeira alteração	Alteração moderada	Muito	Decomposto		
Pesos	6	5	3	1	0		

Figura 2.2: Pesos dos parâmetros que afetam positivamente RMR [6].

Na Figura 2.3 são descritos os pesos atribuídos ao parâmetro referente à orientação das descontinuidades, em função do tipo de obra geotécnica. Ao contrário dos restantes parâmetros, indicados na Figura 2.2, este afeta o índice RMR negativamente.

P6 - Efeito da orientação das descontinuidades (* ver P6*)					
	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
Fundações	0	-2	-7	-15	-25
Taludes	0	-5	-25	-50	-60

P6* - Efeito da orientação das descontinuidades			
Direção perpendicular ao eixo do túnel	Escavação do túnel no sentido da inclinação	Inclinação 45-90°	Muito favorável
		Inclinação 20-45°	Favorável
	Escavação do túnel no sentido inverso da inclinação	Inclinação 45-90°	Razoável
		Inclinação 20-45°	Desfavorável
Direção paralela ao eixo do túnel	Inclinação 45-90°		Muito desfavorável
	Inclinação 20-45°		Razoável
	Inclinação 0-20°		Razoável

Figura 2.3: Pesos relativos ao efeito da orientação das descontinuidades, em função do tipo de obra geotécnica [6].

Posto isto, e como já foi referido, o índice RMR é obtido da seguinte forma:

$$RMR_{básico} = P1 + P2 + P3 + P4 + P5 \quad (2.1)$$

$$RMR = RMR_{básico} + P6 \quad (2.2)$$

A caracterização global do maciço face ao valor do índice RMR, para obras subterrâneas, encontra-se descrita na Tabela 2.1. Os valores obtidos pelas expressões 2.1 e 2.2 permitem classificar o maciço em cinco classes distintas, que variam desde um maciço com muito boa qualidade (Classe 1) até um maciço rochoso muito fraco (Classe 5). Na mesma Tabela são também apresentadas estimativas para coesão e ângulo de atrito do maciço em função de cada classe.

Assim sendo, um maciço rochoso classificado na classe 1, seria um maciço rochoso duro, pouco fraturado, sem afluições significativas e pouco meteorizado. Para o maciço em causa, que possui uma grande capacidade de carga, aquando da realização de obras subterrâneas, as medidas de estabilização e reforço necessárias seriam reduzidas ou mesmo inexistentes.

Tendo a aplicação desta metodologia uma base empírica é natural que seja de interesse o uso de pelo menos mais um método empírico distinto, com o objetivo de aumentar a confiabilidade na caracterização obtida.

Tabela 2.1: Classificação de RMR [6].

Peso global	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso muito bom	Maciço rochoso bom	Maciço rochoso razoável	Maciço rochoso fraco	Maciço rochoso muito fraco
Tempo médio de auto-sustentação	20 anos para um vão de 15 m	1 ano para um vão de 10 m	1 semana para um vão de 5 m	10 horas para um vão de 2,5 m	30 minutos para um vão de 1 m
Coesão do maciço rochoso (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito do maciço rochosos (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

2.1.3 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO Q

Um outro exemplo de um método correntemente utilizado para a classificação qualitativa de maciços rochosos é a classificação Q (*Rock Mass Quality*), originalmente desenvolvida com o objetivo de classificar maciços rochosos aquando da concretização de obras subterrâneas [3]. A classificação propõe um índice de qualidade Q, que, tal com o RMR, depende de um conjunto de parâmetros. O valor de Q é obtido pela expressão 2.3.

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \cdot \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF} \right) \quad (2.3)$$

Os parâmetros intervenientes são descritos na Figura 2.4 e dizem respeito:

- ao grau de fraturação do maciço, descrito pelo RQD;
- ao número de famílias de descontinuidades, descrito pelo índice J_n ;
- à rugosidade das descontinuidades, descrita pelo índice J_r ;
- à alteração das descontinuidades, descrita pelo índice J_a ;
- às condições hidrológicas, descritas pelo índice J_w ;
- e à redução das tensões, através do fator SRF;

Na expressão 2.3, a relação RQD/J_n , representa a caracterização do maciço rochoso, podendo ser considerada como uma aproximação à dimensão dos blocos formados pela interseção das diferentes famílias de descontinuidades. A caracterização das descontinuidades, nomeadamente a sua resistência ao corte, é representada pela relação J_r/J_a , sendo o seu valor tanto maior quanto maior for a resistência das descontinuidades. Por fim, a relação J_w/SRF , representa o estado de tensão do maciço rochoso, relacionando o J_w , associado a tensões efetivas, com o SRF, associado a tensões totais [3].

Contributos para o dimensionamento e verificação das condições de segurança de rolhões naturais em obras hidráulicas subterrâneas

Rock Quality Designation			RQD	Joint set number		Jn	1.Nas intersecções utilizar 3xJn. 2.Nas embocadura utilizar 2xJn.			
A.	Rocha de muito má qualidade		0-25	A.	Nenhuma ou poucas descontinuidades	0.5-1				
B.	Rocha de má qualidade		25-50	B.	Uma família de descontinuidades	2				
C.	Rocha de qualidade razoável		50-75	C.	Uma família mais descontinuidades esparsas	3				
D.	Rocha de boa qualidade		75-90	D.	Duas famílias de descontinuidades	4				
E.	Rocha de muito boa qualidade		90-100	E.	Duas famílias mais descontinuidades esparsas	6				
1.Quando RQD for < 10 (incluindo 0), deve ser utilizado um valor nominal de 10, para se calcular o Q.				F.	Três famílias de descontinuidades	9				
2.Intervalos de 5 unidades no RQD têm precisão suficiente (100,95,90,...).				G.	Três famílias de descontinuidades esparsas	12				
				H.	Quatro ou mais famílias, descontinuidades esparsas, maciços muito fraturados	15				
				J.	Rocha esmagada, tipo terroso	20				
Joint roughness number								Jr		
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades				c) Não há contacto entre as paredes de rocha no escorregamento						
b) Contacto entre paredes de rocha antes de 10cm de escorregamento				H.	Zona contendo minerais argilosos e suficientemente espessa de modo a impedir o contacto entre paredes			1.0		
A.	Juntas descontinuas			4	I.	Zonas esmagadas contendo areias de modo a impedir o contacto entre as paredes			1.0	
B.	Descontinuidades rugosas, irregulares, onduladas			3	1.As descrições das alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de pequena e média dimensão, respetivamente. 2. Adicionar 1,0 se o espaçamento médio da família de descontinuidades mais relevante for maior que 3m. 3. Jr igual a 0,5 pode ser usado para descontinuidades polidas e planas contendo lineações, se essas lineações estiverem orientadas na direção de menor resistência.					
C.	Descontinuidades suaves e onduladas			2						
D.	Descontinuidades polidas e onduladas			1.5						
E.	Descontinuidades rugosas ou irregulares, planas			1.5						
F.	Descontinuidades lisas, planas			1.0						
G.	Descontinuidades polidas, planas			0.5						
Joint alteration number								Ja	φº aprox.	
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades				Ja	φº aprox.	b) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10 cm de escorregamento				
A.	Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epibolito)			0.75	-					
B.	Paredes não alteradas, somente com leve descoloração			1.0	25-35	F.	Paredes com partículas e areia e rochas desintegradas, etc.	4.0	25-30	
C.	Paredes ligeiramente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não brandas			2.0	25-30	G.	Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	6.0	16-24	
D.	Paredes com partículas siltosas ou areno-argilosas			3.0	20-25	H.	Descontinuidades com preenchimento argiloso subconsolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	8.0	12-16	
E.	Paredes com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais como caulite, mica, gesso, talco, clorite, grafite, etc, e pequenas quantidades de argila expansivas.			4.0	8-16	J.	Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonite (contínuo, mas com espessura <5mm); o valor de Ja depende da percentagem de partículas de argila expansiva e do acesso da água, etc.	8-12	6-12	
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades										
K.	Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas com argila (ver G, H, J para						6,8 ou 8-12	6-24		
N.	Zonas ou bandas siltosas ou areno-argilosas, com pequena fração de argila						5.0	-		
O.	Zonas contínuas de argila (ver G, H e J para condições do material argiloso)						10,13 ou 13-20	6-24		
Joint water reduction							Jw	1. Os fatores nos casos C a F são estimados para condições naturais; o parâmetro Jw deverá ser aumentado caso sejam efetuadas drenagens 2. Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados		
A.	Escavações secas ou com caudal afluído pequeno, <5 l/min localmente						1.0			
B.	Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades						0.66			
C.	Caudal ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento						0.5			
D.	Caudal ou pressão elevada, com considerável arrastamento do preenchimento das descontinuidades						0.3			
E.	Caudal excecionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo						0.2-0.1			
F.	Caudal excecionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento						0.01-0.05			
Stress Reduction Factor								SRF		
a) Zonas de fraqueza intersectando as escavações, pode causar a descompressão do maciço rochoso durante a abertura das mesmas	A.	Zonas de fraqueza frequentes, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente; maciço rochoso envolvente muito descomprimido (todas as profundidades)						10		
	B.	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades de escavação ≤50m)						5.0		
	C.	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades de escavação>50m)						2.5		
	D.	Numerosas zonas de corte em rocha competente, sem argila; rocha envolvente descomprimida (todas as profundidades)						7.5		
	E.	Zonas individuais de corte em rocha competente, sem argila (profundidades da escavação ≤50m)						5.0		
	F.	Zonas individuais de corte em rocha rígida, sem argila (profundidade de escavação>50m)						2.5		
	G.	Juntas abertas, rocha muito fraturada e descomprimida (todas as profundidades)						5		
alínea a) Reduzir o índice SRF de 25 a 50 % se as zonas de corte influenciarem a escavação sem a atravessarem.										
b) Rocha competente, problemas de tensões na rocha	H.	Tensões baixas, próximo da superfície						σc/σ1	2.5	
	J.	Tensões médias, favoráveis para a estabilidade						200-10	0.1-0.3	1.0
	K.	Tensões elevadas.Estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade; pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)						10-5	0.3-0.4	0.5-2.0
	L.	Explosões moderadas após 1 hora em rocha maciça						5-3	0.5-0.65	5-50
	M.	Explosões após alguns minutos em rocha maciça						3-2	0.65-1	50-200
	N.	Explosões internas e seguidas de deformações dinâmicas em rochas maciças						<2	>1	00-400
	alínea b) Para estados de tensão in situ anisotrópicos: quando 5σ1/σ3≤10, reduzir sc para 0.75σc. Quando σ1/σ3>10 reduzir sc para 0.5 σc. Onde sc corresponde à tensão de compressão não confinada; σ1 e σ3 as tensões principais e σθ à máxima tensão tangencial.									
c) Rocha esmagada: plastificação de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha				O.	Pressão moderada da rocha esmagada		1.5	5-10		
				P.	Pressão elevada da rocha esmagada		>5	10-20		
alínea c) Para profundidades H>350Q^(1/3) pode ocorrer esmagamento da rocha. A resistência à compressão da rocha pode ser estimada recorrendo a q=0.7.Y.Q^(1/3), onde Y representa a densidade da rocha em kN/m³										
d) Rochas expansivas: atividade química expansiva devida à presença da água	R.	Pressão de expansão moderada						5-10		
	S.	Pressão de expansão elevada						10-20		
	D.	Centrais subterrâneas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções						1.0		
	E.	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, fábricas						0.8		

Figura 2.4: Parâmetros intervenientes no cálculo de Q [7].

Obtido o valor do índice Q, é possível, recorrendo ao ábaco presente na Figura 2.5, estimar a classe do

maciço rochoso e o suporte primário para a escavação.

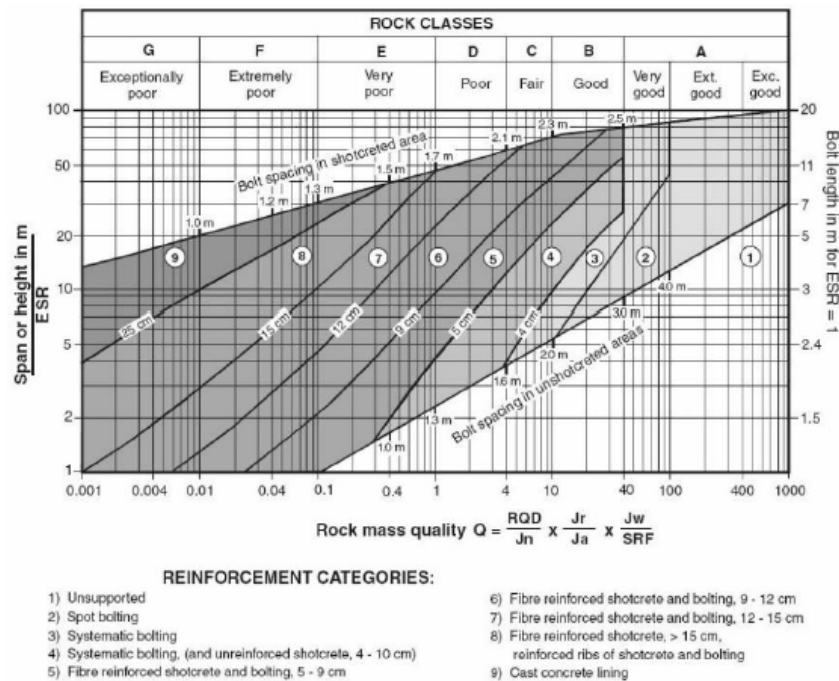


Figura 2.5: Ábaco que relaciona o Índice Q com o tipo de suporte e a qualidade da rocha. Ábaco de Palmstrom e Broch em 2006, referenciado em [8].

No ábaco da Figura 2.5, ESR (*Excavation Support Ratio*) corresponde a um índice de segurança, relativo ao suporte necessário para garantir a estabilidade em função do tipo de obra subterrânea em análise. Na Tabela 2.2 são apresentados os valores de ESR consoante o tipo de obra subterrânea em estudo.

Tabela 2.2: Valor de ESR face ao tipo de escavação [3]

Tipo de escavação		ESR
A	Cavidades mineiras temporárias	3-5
B	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidroelétricos (exceto túneis sobre pressão), túneis piloto, túneis de desvio e escavações com grandes cavidades	1,6
C	Cavernas de armazenamento, estações de tratamento de água, pequenos túneis rodo-ferroviários, chaminés de equilíbrio, túneis de acesso.	1,3
D	Centrais subterrâneas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, interseções	1,0
E	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, fábricas	0,8

2.1.4 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GSI

O *Geological Strength Index* (GSI) foi desenvolvido por E. Hoek, tendo vindo a ser aperfeiçoado ao longo dos anos, incorporando contributos de engenheiros geotécnicos com quem trabalhou. É um sistema simples e rápido, baseado na inspeção visual das condições geológicas reais do maciço em análise, variando o seu valor entre 0 e 100.

Consiste num conjunto de combinações, representadas na Figura 2.6, relacionando a estrutura do maciço e as características das superfícies das descontinuidades, tendo em vista a descrição das condições geológicas existentes na natureza.


<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that $GSI = 35$. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	60	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
		<p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p>VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>				

Figura 2.6: Determinação aproximada do valor de GSI [4].

Note-se que, caso o maciço apresente um espaçamento entre descontinuidades muito elevado comparado com as dimensões da obra, ou, caso apresente um conjunto de descontinuidades significativamente menos resistentes que as restantes, não deve ser utilizado o GSI. Deve-se então, optar por tratar as respetivas descontinuidades individualmente. Isto, uma vez que, a classificação GSI pressupõe que o maciço rochoso

tem um número suficiente de descontinuidades, aleatoriamente orientadas, de modo a que o maciço se comporte isotropicamente [9].

Com base no que foi escrito no parágrafo anterior, é de realçar, que o GSI é apenas aplicado em maciços cujo comportamento seja controlado pelas características da própria rocha. Caso tal não aconteça, e o comportamento do maciço seja controlado por descontinuidades isoladas, o mesmo passa a ter um comportamento anisotrópico e como tal é necessário realizar uma abordagem distinta, tendo em consideração as características das próprias descontinuidades.

2.1.5 CORRELAÇÃO ENTRE CLASSIFICAÇÕES

Em 1997 Hoek e Brown [10] apresentam uma forma de estimar o valor do GSI com base em RMR e Q. Propõem assim, que seja atribuído a GSI um valor igual a RMR_{76} (correspondente à abordagem da classificação RMR realizada em 1976), assumindo que o maciço se encontra seco e que a orientação das descontinuidades são muito favoráveis (peso de 0 valores na classificação Bieniawski). Realça-se ainda, o facto de tal aproximação ser apenas válida para um maciço de razoável a boa qualidade ($GSI > 25$). Utilizando como referência o valor de RMR proposto por Bieniawski em 1989, assumindo de novo que o maciço se encontra seco (peso de 15 valores) e com orientação das descontinuidades muito favoráveis (peso de 0 valores), o valor de GSI pode ser estimado subtraindo 5 valores a RMR_{89} .

$$GSI = RMR_{76} \quad (2.4)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (2.5)$$

Em alternativa ao uso do RMR, é possível recorrer ao índice Q para estimar o valor de GSI, sendo esta abordagem, ao contrário da anterior, adequada a maciço de baixa qualidade[11].

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (2.6)$$

Na expressão acima apresentada Q' representa o índice Q ajustado a um coeficiente representativo do estado de tensão do maciço $J_w/SFR = 1$.

2.1.6 ESTIMATIVA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

Ao longo dos anos foram várias as propostas apresentadas com intuito de estimar o módulo de deformabilidade do maciço em função dos valores de RMR, GSI ou Q. Na Tabela 2.3 são apresentadas algumas propostas.

Tabela 2.3: Expressões de cálculo do módulo de deformabilidade de maciços rochosos (em MPa) [12].

E_m	Limitações	Referência bibliográfica
$E_m = 10^{(RMR-10)/40}$	$RMR \leq 80$	Serafim e Pereira (1983) [13]
$E_m = 2.RMR - 100$	$RMR > 50$ e $\sigma_c < 100$ MPa	Bieniawski (1978) [14]
$E_m = E_i \cdot (0,0028.RMR^2 + 0,9.e^{RMR/22,82})$	-	Nicholson e Bieniawski (1990) [15]
$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40}$	$\sigma_c \leq 100$ MPa	Hoek <i>et al.</i> (2002) [16]
$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{(GSI-10)/40}$	$\sigma_c > 100$ MPa	Hoek <i>et al.</i> (2002) [16]
$E_m = 10.Q^{\frac{1}{3}}$	-	Barton e Quadros (2002) [17]
$E_m = 1,5.Q^{0,6}.E_i^{0,14}$	$E_d < E_i$ e $Q \leq 500$	Singh (1997) [18]

Na presente dissertação a estimativa do módulo de deformabilidade foi efetuada recorrendo à proposta de Hoek-Diederichs[19], relacionando de forma simplificada o módulo de deformabilidade do maciço rochoso com o GSI e o fator de perturbação D, resultante da escavação do maciço com recurso a explosivos.

$$E_m(MPa) = 100000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{(75+25D-GSI)/11}} \right) \quad (2.7)$$

Considerando o módulo de deformabilidade da rocha intacta (E_i), a expressão anterior pode ser reescrita, originando a expressão generalizada Hoek-Diederichs.

$$E_m(MPa) = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}} \right) \quad (2.8)$$

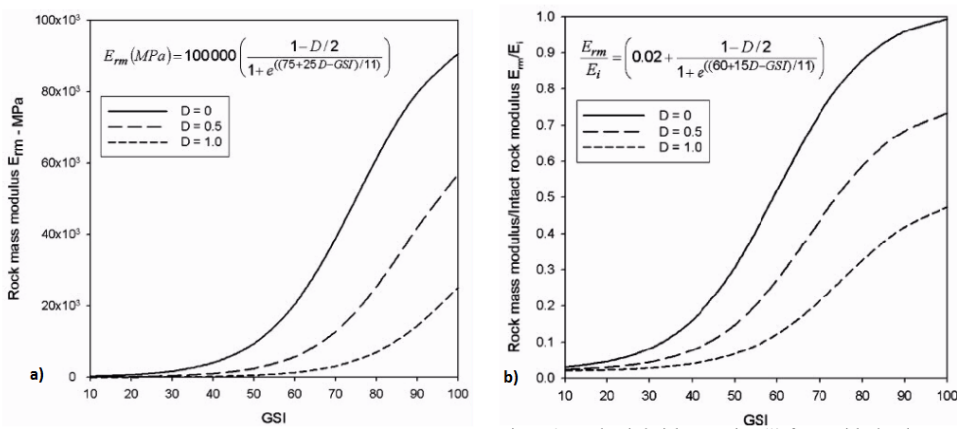


Figura 2.7: Representação das equações propostas por Hoek-Diederichs em 2006 de forma a estimar o valor de E_m . a) modelo simplificado; b) modelo generalizado [19].

Realça-se aqui o facto de a estimativa do valor de E_m ser diferente utilizando as duas fórmulas acima

apresentadas, tal deve-se ao facto de serem dependentes do módulo de deformabilidade da rocha intacta. Na presente dissertação o valor de E_i foi estimado recorrendo ao valor da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (σ_{ci}) e a um rácio de deformabilidade (MR) tabelado, na Figura 2.8, e variável consoante o maciço rochoso [20].

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci} \quad (2.9)$$

Rock type	Class Group		Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (300-400)	Sandstones (200-350)	Siltstones (350-400)	Claystones (200-300)
			Breccias (230-350)		Greywackes (350)	Shales (150-250)* Marls (150-200)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (400-600)	Sparitic Limestone (600-800)	Micritic Limestone (800-1000)	Dolomites (350-500)
		Evaporites		Gypsum (350)**	Anhydrite (350)**	
		Organic				Chalk (1000+)
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble (700-1000)	Homfels (400-700) Metasandstone (200-300)	Quartzites (300-450)	
	Slightly foliated		Migmatite (350-400)	Amphibolites (400-500)	Gneiss (300-750)*	
	Foliated			Schists (250-1100)*	Phyllites/Mica Schist (300-800)*	Slates (400-600)*
IGNEOUS	Phatonic	Light	Granite+ (300-550) Granodiorite+ (400-450)	Diorite+ (300-350)		
		Dark	Gabbro (400-500) Norite (350-400)	Dolerite (300-400)		
	Hypabyssal		Porphyries (400)**		Diabase (300-350)	Peridotite (250-300)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (300-500) Andesite (300-500)	Dacite (350-450) Basalt (250-450)	
		Pyroclastic	Agglomerate (400-600)	Volcanic breccia (500)**	Tuff (200-400)	

*Highly anisotropic rocks: the value of MR will be significantly different if normal strain and/or loading occurs parallel (high MR) or perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application.
+ Felsic Granitoids: Coarse Grained or Altered (high MR), fined grained (low MR)
**No data available, estimated on the basis of geological logic.

Figura 2.8: Guia para estimar valor de MR [4].

O parâmetro D, a que corresponde o grau de perturbação no maciço, resultante da utilização de explosivos durante a escavação do mesmo e relaxação do seu estado de tensão[16], varia entre 0 a 1, sendo 0 representativo de inexistência de perturbação e 1 perturbação elevada.

O parâmetro D influencia o módulo de deformabilidade do maciço, sendo que um aumento de D conduz a uma diminuição do módulo de deformabilidade. É então importante realçar, que representando D o grau de perturbação a que fica sujeito o maciço após a escavação, o mesmo deve apenas ser considerado na análise do maciço próximo da zona escavada.

Na figura 2.9 é apresentada a variação do módulo de deformabilidade numa direção perpendicular à superfície escavada. Como é possível observar, o valor de E aumenta com a distância à face escavada, sendo

que atinge um valor estacionário após a camada perturbada. A espessura dessa camada varia com a natureza do maciço, estado de tensão e técnica utilizada durante a escavação [21].

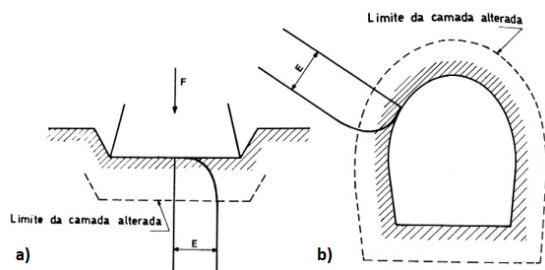


Figura 2.9: Variação de E face à distância da face escavada. a) Fundação; b) Túnel [21].

A Figura 2.10 serve de guia na escolha do parâmetro D.






Apperance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed	D = 0 D = 0.5 No invert
	Very poor quality in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less	D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

Figura 2.10: Indicações para a escolha o valor de D [16].

2.2 CRITÉRIOS DE CEDÊNCIA

Aquando da análise do maciço, foi possível verificar que o comportamento do mesmo está diretamente relacionado com o efeito de escala. A dimensão da amostra analisada em comparação à dimensão da obra em estudo possui grande influência nos parâmetros resistentes, e correspondente representatividade da realidade.

Na figura 2.11 é evidenciado a noção de escala. Com o sucessivo aumento na dimensão das amostras, como representado na Figura 2.11, a caracterização do maciço evolui de um maciço isotópico (rocha intacta), a maciços altamente anisotrópicos com a rotura condicionada por uma ou duas descontinuidades, até um maciço muito fraturado de forma a que o comportamento pode ser descrito como isotrópico, uma vez que o tamanho dos blocos em relação à dimensão do maciço em estudo é demasiado pequena para ser considerada [22].

Regra geral, um aumento da dimensão da amostra considerada conduz a uma diminuição dos parâmetros resistentes, tendo como consequência, uma maior probabilidade de plastificação em torno dos blocos formados por interseção das descontinuidades. No entanto, aquando da consideração de uma dimensão de amostra que inclua um elevado número de descontinuidades, um aumento da dimensão da mesma não gera alterações significativas na resistência [22].

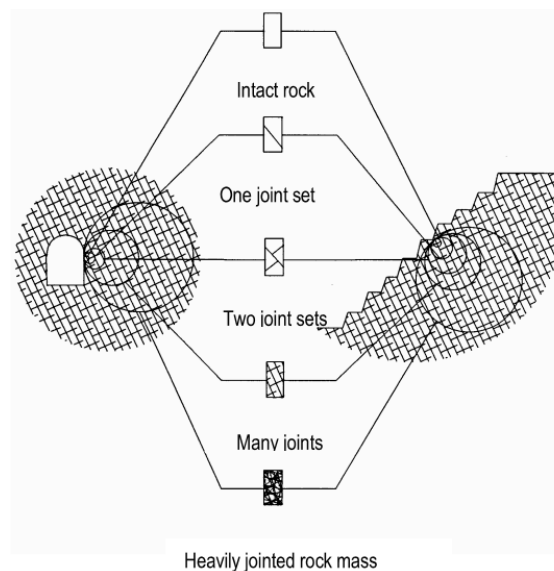


Figura 2.11: Evolução de rocha intacta a fortemente fraturada com o aumento da dimensão da amostra [22].

2.2.1 MEIO CONTÍNUO

2.2.1.1 Critério de Mohr-Coulomb

O critério de Mohr-Coulomb trata-se de um dos mais simples e conhecidos critérios de cedência para maciços terrosos. O critério assume uma relação linear entre as tensões normais e a resistência ao corte.

A envolvente de rotura de Mohr-Coulomb, está representada na Figura 2.12 e apresentada na expressão 2.10. Assim sendo, a rotura do solo ocorre quando o círculo de Mohr, a que corresponde o estado de tensão num

ponto do maciço, seja tangente à envolvente de rotura. Ocorre então a rotura ao longo de uma faceta cuja normal faz um ângulo α_f (marcado no sentido horário) com a direção da tensão principal máxima e onde é mobilizado τ [23].

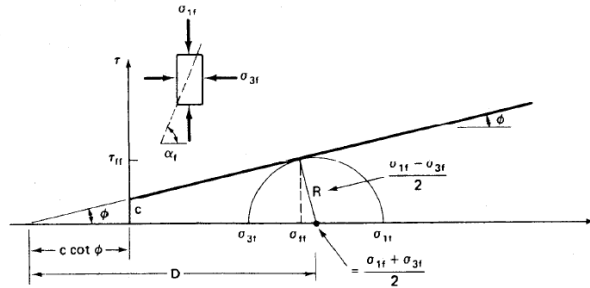


Figura 2.12: Envolvente de Mohr-Coulomb [23].

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi \quad (2.10)$$

O critério de cedência de Mohr-Coulomb, é o único que permite conhecer a orientação da face em que ocorre a rotura e as respetivas tensões normais e tangenciais [23].

2.2.1.2 Critério de Hoek-Brown

Em 1980 Hoek e Brown[24] propuseram um critério de cedência, com o objetivo de estimar os parâmetros resistentes dos maciços rochosos e conhecer a envolvente de rotura do mesmo, servindo de base para a realização de projetos de escavações subterrâneas.

O critério de Hoek-Brown assume o comportamento do maciço como sendo isotrópico. Como tal, apenas deve ser aplicado a maciços isentos de descontinuidades, ou com um conjunto de descontinuidades considerável, próximas entre si e com características similares, de forma a que o comportamento do maciço possa ser considerada isotrópico. Voltando a referir o efeito de escala, tal corresponde a uma situação em que a dimensão da estrutura a analisar é consideravelmente superior às dimensões dos blocos resultantes da interseção das descontinuidades.

Caso os blocos formados tenham uma dimensão da mesma ordem de grandeza que o modelo a analisar, ou as propriedades das descontinuidades sejam consideravelmente distintas entre si, não deve ser utilizado o critério de Hoek-Brown. Neste caso, a rotura deve ser avaliada considerando a possível rotação dos blocos e a probabilidade de ocorrer deslizamento entre os mesmos. Critérios para analisar tal situação serão mais adiante mencionados.

Numa fase inicial o critério era apenas função de σ_{ci} , m_i e do GSI (atrás abordado), de forma a considerar a existência de descontinuidades e a influência das mesmas na resistência do maciço. No entanto, com o objetivo de incluir as perturbações resultantes da escavação com explosivos, o critério foi reformulado[16],

considerando o valor do parâmetro D. Em seguida é apresentada a expressão generalizada do critério de cedência de Hoek-Brown.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.11)$$

Os parâmetros a, s e m_b podem ser obtidos pelas seguintes expressões.

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (2.12)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad (2.13)$$

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad (2.14)$$

O parâmetro m_i trata-se de uma constante, dependendo apenas da litologia do maciço. O seu valor pode ser estimado recorrendo à Figura 2.13.

Rock type	Class Group		Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates * (21+3) Breccias (19+5)	Sandstones (17+4)	Siltstones (7+2) Greywackes (18+3)	Claystones (4+2) Shales (6+2) Marls (7+2)
			Non- Clastic	Crystalline Limestone (12+3)	Sparitic Limestone (10+2)	Micritic Limestone (9+2)
	Evaporites	Gypsum (8+2)		Anhydrite (12+2)		
	Organic				Chalk (7+2)	
	METAMORPHIC	Non Foliated		Marble (9+3)	Homfels (19+4) Metasandstone (19+3)	Quartzites (20+3)
Slightly foliated		Migmatite (29+3)	Amphibolites (26+6)			
Foliated**		Gneiss (28+5)	Schists (12+3)	Phyllites (7+3)	Slates (7+4)	
IGNEOUS	Phatonic	Light	Granite (32+3) Granodiorite (29+3)	Diorite (25+5)		
		Dark	Gabbro (27+3) Norite (20+5)	Dolerite (16+5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20+5)			
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25+5) Andesite (25+5)	Dacite (25+3) Basalt (25+5)	Obsidian (19+3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19+3)	Breccia (19+5)	Tuff (13+5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Figura 2.13: Guia para estimar valor de m_i [25].

Aquando da análise de rochas intactas ($GSI=100$ e $D=0$), o critério segue a expressão em seguida representada [16].

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (2.15)$$

A resistência à compressão uniaxial do maciço pode ser obtida igualando σ'_3 a zero na expressão 2.11. Por sua vez, a resistência à tração pode ser obtida igualando σ'_1 e σ'_3 a σ_t . As expressões resultantes são em seguida apresentadas[16].

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (2.16)$$

$$\sigma_t = \frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (2.17)$$

2.2.2 DESCONTINUIDADES

2.2.2.1 Critério de Mohr-Coulomb

Nos maciço rochosos, a presença de descontinuidades é algo comum. Para pequenas profundidades, e uma vez que as tensões a que o maciço está sujeito não são muito elevadas, existe maior probabilidade de que o comportamento do maciço seja controlado, não pela rotura da rocha intacta, mas sim pelo deslizamento da mesma através das descontinuidades. Como tal, será de relevo perceber como é que a condição da superfície da descontinuidade influencia a resistência ao corte do maciço.

i Superfícies lisas

Considerando descontinuidades com superfícies lisas, planas e sem qualquer tipo de enchimento, os resultados obtidos aquando da realização de um ensaio de corte são similares aos representados na Figura 2.14.

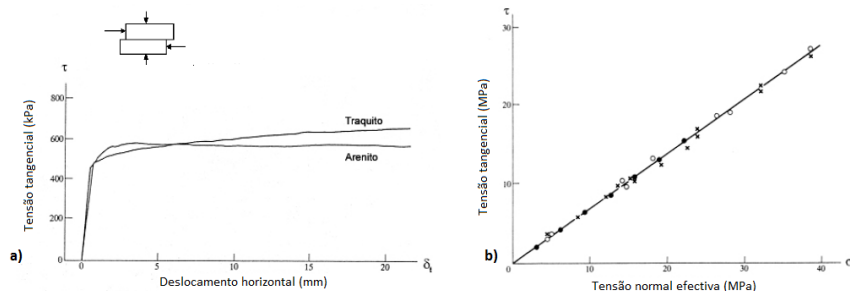


Figura 2.14: a) Curva tensão tangencial vs deslocamentos; b) Relação entre tensão de tangencial e normal para uma descontinuidade lisa [26].

Como é possível observar pela Figura 2.14, inicialmente com o incremento das tensões tangenciais (ou de

corte) são mobilizados deslocamentos reduzidos. No entanto, atingido o valor da tensão de pico existe um forte crescimento dos deslocamentos sem que se verifiquem variações significativas na tensão de corte, pelo que a resistência de pico é similar à resistência residual.

Na Figura 2.14 b) é representada a envolvente de rotura da descontinuidade num diagrama $(\sigma_n - \tau)$. A relação entre a resistência ao corte e as tensões normais pode ser expressa pela lei de Mohr-Coulomb apresentada na expressão 2.18, onde ϕ corresponde ao valor do ângulo de atrito da descontinuidade.

$$\tau = \sigma_n \tan \phi \quad (2.18)$$

ii Descontinuidades cimentadas

Na Figura 2.15 são representados os resultados obtidos para uma rocha estratificada cuja descontinuidade se encontra preenchida, sujeita a um ensaio de corte. Pela análise da mesma figura é possível observar, que inicialmente, os deslocamentos mobilizados com o incremento da tensão de corte aplicada são reduzidos. No entanto, uma vez atingida a resistência de pico, τ_p , os acréscimos de deslocamentos continuam a aumentar enquanto a tensão de corte diminui até um dado valor residual, τ_r , a partir do qual a evolução dos deslocamentos ocorre sob tensão constante.

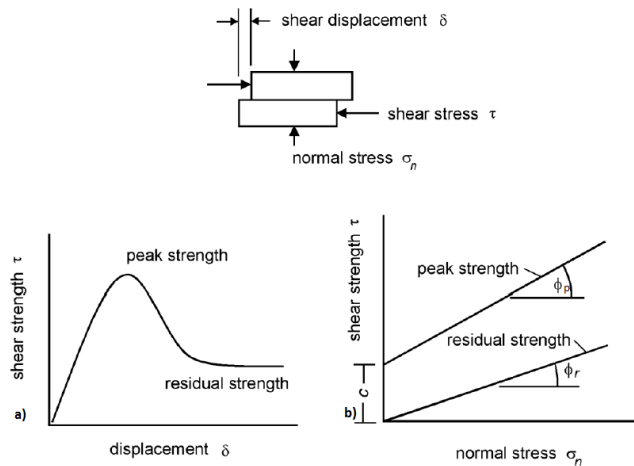


Figura 2.15: a) Curva tensão tangencial vs deslocamentos; b) Relação entre tensão de tangencial e normal para uma descontinuidade cimentada [27].

Na Figura 2.15a) é representada a evolução da tensão de corte com os deslocamentos. Na Figura 2.15b) é representada a evolução da resistência ao corte residual e de pico em função à variação das tensões normais, a que correspondem graficamente retas com inclinação igual ao ângulo de atrito residual ϕ_r e de pico ϕ_p , respetivamente, e valor de ordenada na origem equivalente à coesão.

As relações entre a tensão normal e as resistências ao corte de pico e residual podem ser descritas pelas expressões de Mohr-Coulomb 2.19 e 2.20 , respetivamente.

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi_p \quad (2.19)$$

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r \quad (2.20)$$

iii Superfícies rugosas

Durante a análise de maciços rochosos, a probabilidade de a superfície das descontinuidades serem rugosas ao invés de lisas é elevada. As irregularidades na superfície da descontinuidade influenciam significativamente o comportamento do maciço face à resistência ao corte.

Em 1966 Patton[28] relacionou a resistência ao corte com a rugosidade, considerando a mesma como uma sucessão de "dentes" com inclinação i , como representado na figura 2.16. Com base nesta assunção, considerando tensões de confinamento reduzidas, Patton deduziu a expressão 2.21, relacionando τ_p com σ_n . Nestas condições, o deslocamento ao longo da descontinuidade resulta num movimento ascendente, ao longo das faces inclinadas dos "dentes", causando um aumento no volume do maciço (dilatância).

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi + i) \quad (2.21)$$

Com o aumento da tensão de confinamento a resistência da rocha é excedida, o que origina a destruição dos "dentes" da descontinuidade. Esta alteração da superfície da descontinuidade leva a que a mesma, a dada altura, aproxime o seu comportamento ao da rocha, pelo que a curva que descreve a relação entre τ e σ_n , a partir de uma determinada tensão normal, sofre uma diminuição de inclinação de forma a igualar o ângulo de atrito da rocha.

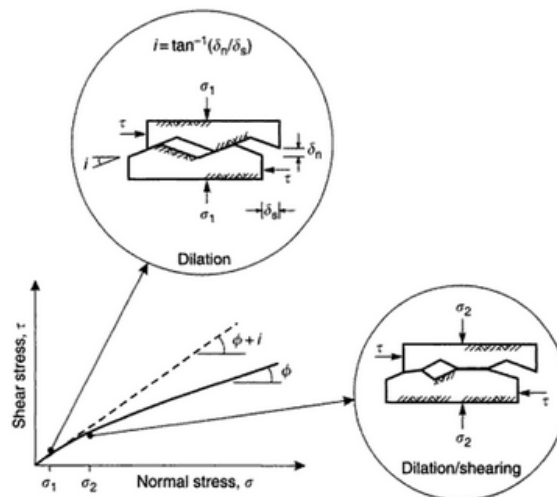


Figura 2.16: Efeito da rugosidade das descontinuidades e tensão normal no ângulo de atrito da descontinuidade [29].

2.2.2.2 Critério de Barton-Bandis

Tal como foi abordado no ponto 2.2.2.1, a condição da superfície da descontinuidade tem influência no que respeita ao seu comportamento face à resistência ao corte. Assim sendo, considerando descontinuidades sem preenchimento e supondo que as mesmas se apresentam rugosas, o critério proposto por Patton, resulta numa aproximação simplificada e direta. Todavia, a mesma não reflete de forma realista a variação da resistência ao corte à medida que se aumenta a tensão de confinamento, principalmente para a zona próxima da rotura dos "dentes". Tal transição, pelo método proposto por Patton ocorre de forma abrupta. Em alternativa, é recorrentemente utilizado o critério de Barton-Bandis.

O critério de cedência de Barton-Bandis, trata-se de um critério empírico, tendo em vista a estimação da resistência ao corte das descontinuidades de um dado maciço. O critério relaciona a tensão de corte e a tensão normal de forma não linear, como representado na Figura 2.16, sendo a resistência ao corte descrita pela expressão 2.22 [30].

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_r + JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (2.22)$$

Da expressão anterior, JRC consiste num coeficiente que descreve a rugosidade das paredes das descontinuidades (*Joint Roughness Coefficient*) e JCS a resistência à compressão uniaxial do material das paredes das descontinuidades (*Joint wall Compressive Strength*).

Na Figura 2.17 são apresentadas duas propostas para a estimação do valor de JRC, a de Barton e Choubey em 1977[31] e a de Barton em 1983[32].

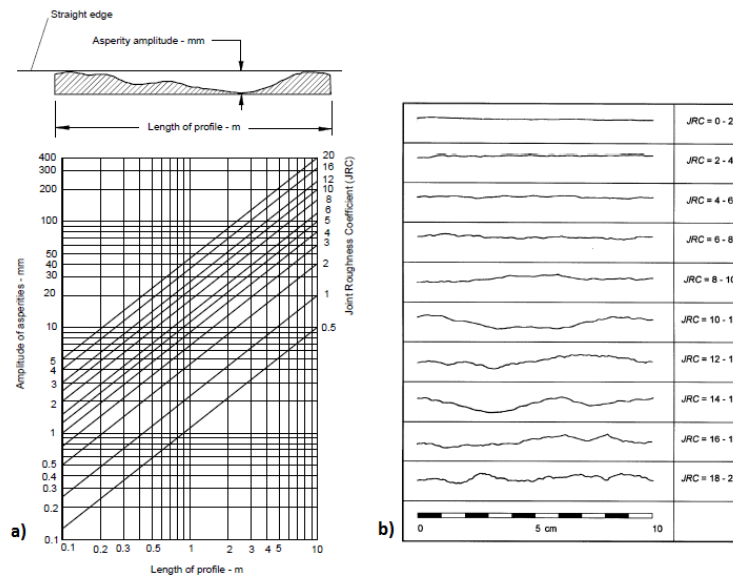


Figura 2.17: Perfis de rugosidades de descontinuidades e correspondente JRC. a) Proposta de Barton e Choubey em 1977 [31]; b) Proposta de Barton em 1983 [32].

O valor de JCS pode ser estimado recorrendo ao martelo de Schmidt, e utilizando como referência a Figura 2.18, como proposto por Deere e Miller em 1966[33].

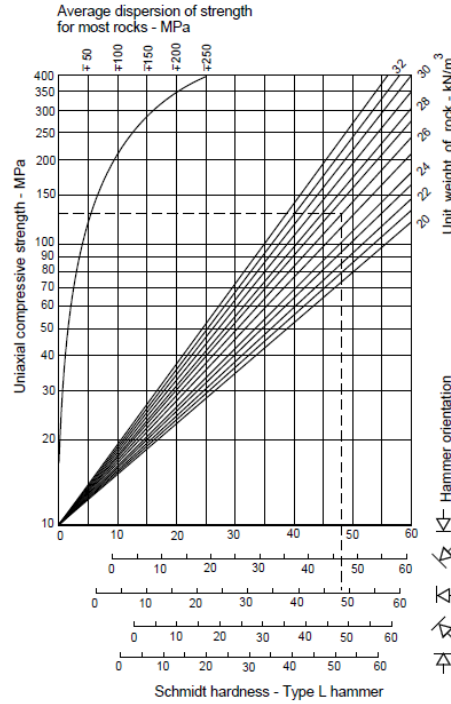


Figura 2.18: Estimativa do JCS com recurso ao martelo de Schmidt, do tipo L (baixa energia de impacto) [33].

2.2.3 PARÂMETROS EQUIVALENTES DE MOHR-COULOMB

Tendo por base o critério de Hoek-Brown, é possível estimar os parâmetros do critério de cedência de Mohr-Coulomb, mais concretamente o ângulo de atrito e a coesão equivalentes, respetivamente ϕ' e c' .

Esta estimativa é realizada ajustando uma reta à curva do critério de Hoek-Brown, como representado na Figura 2.19. Como é possível observar no gráfico representado na figura, para baixos valores de σ'_3 e para valores mais elevados de σ'_3 , os valores de σ'_1 são sobrestimados. Em contrapartida, para valores de σ'_3 entre os limites referidos, o valor de σ'_1 é ligeiramente subestimado. Assim sendo, o ajuste entre os critérios deve ser efetuado de forma a que exista um equilíbrio entre as áreas sobrestimadas e subestimadas [16].

Deste modo, os valores de ϕ' e c' podem ser determinados com recurso às expressões 2.23 e 2.24 [16].

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6.a.m_b.(s + m_b.\sigma'_{3n})^{a-1}}{2.(1+a)(2+a) + 6.a.m_b.(s + m_b.\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.23)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}((1+2a).s + (1-a).m_b.\sigma'_{3n}).(s + m_b.\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \frac{6.a.m_b.(s+m_b.\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (2.24)$$

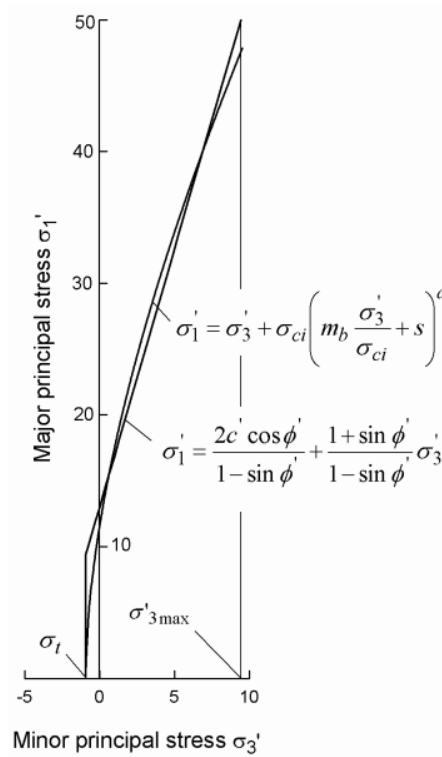


Figura 2.19: Relação entre as tensões principais máximas e mínimas para os critérios Hoek-Brown e Mohr-Coulomb equivalente [16]. Os Valores presentes no gráfico encontram-se em MPa.

Onde:

$$\sigma_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci} \quad (2.25)$$

σ'_{3max} é o limite superior da tensão de confinamento para o qual a relação entre os dois critérios de cedência foi analisada. Como tal varia de caso para caso.

É também possível determinar parâmetros resistentes instantâneos para o critério de Barton-Bandis.

Os parâmetros resistentes instantâneos são obtidos como representado na Figura 2.20, traçando, para uma dada tensão normal, uma tangente à curva representativa do critério de cedência. Sendo a inclinação da tangente o valor do ângulo de atrito e a interseção da reta com o eixo das ordenadas o valor da coesão. Enfatiza-se o facto de serem parâmetros instantâneos, sendo o seu valor apenas adequado para tensões normais próximas da escolhida como ponto de tangência [27].

Os valores de ângulo de atrito e coesão instantâneos podem ser determinados recorrendo às expressões 2.26 e 2.28, respetivamente.

$$\phi_i = \arctan \left(\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} \right) \quad (2.26)$$

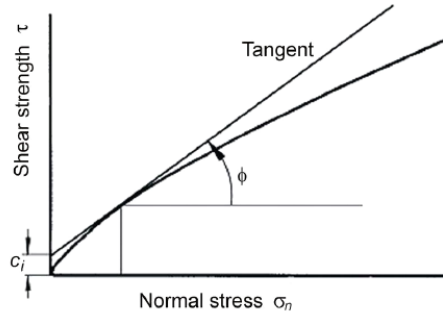


Figura 2.20: Representação da coesão e ângulo de atrito instantâneos [27].

$$\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} = \tan \left(JRC \cdot \log \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right) - \frac{\pi JRC}{180 \ln 10} \left[\tan^2 \left(JRC \cdot \log \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right) + 1 \right] \quad (2.27)$$

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan \phi_i \quad (2.28)$$

2.3 ESTADO DE TENSÃO

No que concerne aos maciços rochosos aquando de escavações de obras subterrâneas, os mesmos possuem comportamentos de resposta distintos face ao estado de tensão existente no maciço previamente à escavação. O valor desse estado de tensão é fortemente influenciado pela evolução das tensões ao longo do tempo [34].

As tensões num maciço podem ser divididas em tensões virgens, isto é, independentes de qualquer ação humana e tensões induzidas, ou seja, resultantes de alterações ao maciço impostas pela ação do Homem. O conhecimento do estado de tensão no maciço é relevante para a previsão do comportamento e da estabilidade do mesmo aquando da realização de obras subterrâneas, uma vez que o estado de tensão é traduzido numa ação sobre a escavação.

2.3.1 TENSÕES VIRGENS

No interior de um maciço rochoso, e previamente à sua escavação, existe um dado estado de tensão associado a tensões tectónicas resultantes, como o próprio nome indica, de forças tectónicas que se desenvolvem no interior da crosta terrestre. Ou, por outro lado, a tensões resultantes do peso próprio do terreno [35]. O estado de tensão inicial pode ainda ser influenciado por ações térmicas provenientes da elevação da temperatura em profundidade ou pela presença de fluidos quentes, contrações motivadas pelo arrefecimento da crosta terrestre ou ainda ações de agentes erosivos que provoquem uma diminuição do recobrimento [36].

Não é possível determinar o estado de tensão analiticamente, em consequência da complexidade da estrutura do maciço, do seu comportamento não linear, da variação das condições topográficas e do desconhecimento das forças tectónicas [36], sendo idealmente o seu valor determinado com recurso a medições *in situ*. Con-

tudo, é prática corrente estimar o valor da tensão com base no peso dos terrenos sobrejacentes. Para tal, são consideradas duas simplificações: uma primeira simplificação consiste em assumir que o estado de tensão pode ser descrito por duas componentes: vertical σ_v e horizontal σ_h . Uma segunda simplificação assume σ_v e σ_h como tensões principais [37].

Assim sendo, considerando um maciço homogêneo, isotrópico e elástico linear, as tensões verticais resultam do peso da coluna de rocha sobrejacente por unidade de área num ponto específico do maciço rochoso.

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (2.29)$$

Com base em diversas medições do estado de tensão *in situ*, em locais e tipos de maciços rochosos distintos, Hoek e Brown[38] representaram a evolução das tensões verticais em profundidade, como apresentado na Figura 2.21

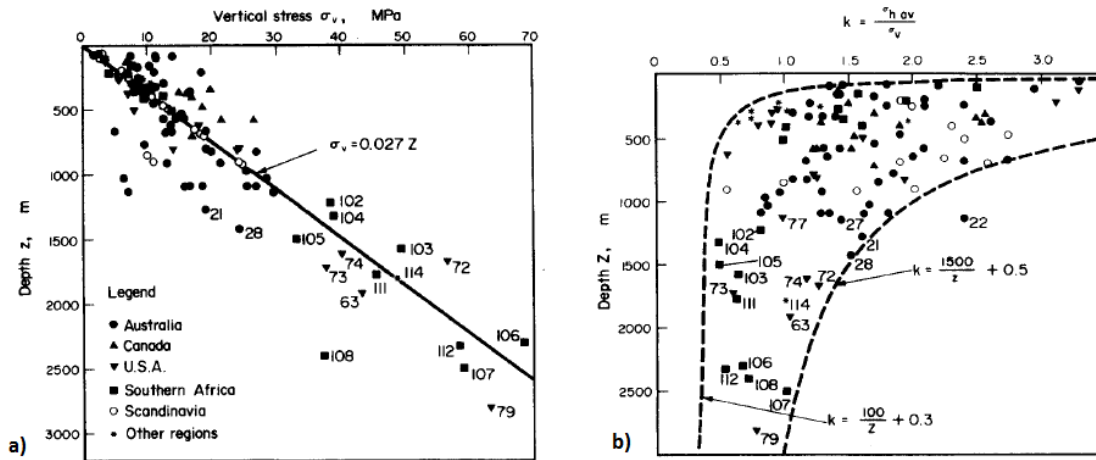


Figura 2.21: a) Evolução do valor da tensão vertical em profundidade; b) Evolução dos limites de k em profundidade [38].

As rochas, quando consideradas como corpos deformáveis, geram, devido à ação gravitacional vertical, uma expansão lateral. A magnitude da expansão lateral é função da rigidez das contenções laterais no ponto em questão [36]. Assim sendo, considerando um maciço homogêneo, isotrópico e elástico linear, as tensões horizontais podem ser consideradas como um múltiplo das tensões verticais.

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.30)$$

Ao longo dos tempos, têm sido várias as propostas apresentadas de forma a estimar o valor de K_0 . Hoek e Brown[38] demonstraram que a variação de K_0 em profundidade pode ser delimitada por duas curvas, representadas na Figura 2.21b).

Com base na mesma figura, é possível notar que existe um intervalo de valores de K_0 admissíveis variável com a profundidade em análise. Sendo que, o intervalo aumenta com a redução da profundidade. Tomando como exemplo uma profundidade de 500 m, os valores de K_0 admissíveis variam entre 0,5 a 3,5, enquanto que para uma profundidade de 1500 m o K_0 varia entre 0,5 e 1,5. Este intervalo pode ser reduzido, tomando como referência valores de K_0 conhecidos para maciços rochosos com história geológica semelhante.

2.3.1.1 Influência do relevo do terreno na direção das tensões principais

Em maciços cuja superfície é relativamente plana e horizontal, é aceitável considerar as direções principais das tensões como sendo verticais e horizontais. No entanto, em zonas escarpadas do maciço, como representado na Figura 2.22, a direção das tensões principais sofre uma rotação de modo a que uma das direções seja em regra, normal à encosta, enquanto a outra acompanha a inclinação da superfície da encosta. Posto isto, para maciços com superfícies mais complexas, as considerações de estado de tensão de índole gravitacional, antes expostas, deixam de ser válidas, podendo o seu valor apenas ser considerado em termos médios [36].

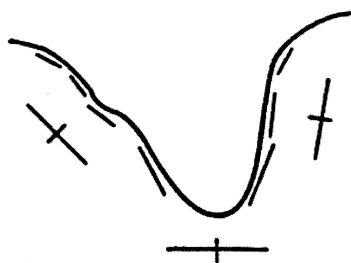


Figura 2.22: Influência da topografia no estado de tensão *in situ* [36].

2.3.2 TENSÕES INDUZIDAS

Na altura da escavação, o estado de tensão é localmente afetado, induzindo no maciço em torno da escavação um novo estado de tensão, até que seja atingido um novo estado de equilíbrio [39]. Tal equilíbrio pode ser atingido sem ser necessário recorrer a suporte, no caso de o maciço ser autoportante, ou recorrendo a suporte [21].

Na Figura 2.23a) são representadas as direções das tensões principais após a escavação de um túnel horizontal, sujeito a uma tensão horizontal inicial igual a 3 vezes a tensão vertical inicial. Na figura, as linhas de maior comprimento representam a direção da tensão principal máxima, ao passo que as linhas de menor comprimento indicam a direção da tensão principal mínima no ponto em análise.

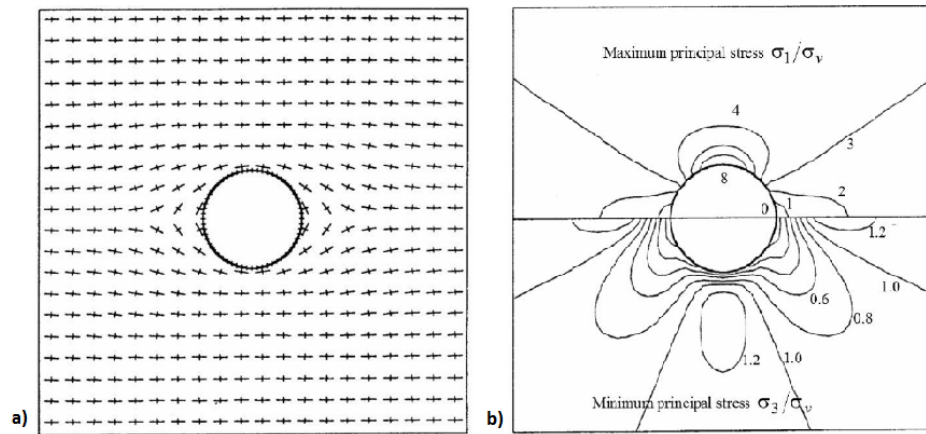


Figura 2.23: Escavação de um túnel horizontal num maciço com estado de tensão inicial $\sigma_{h0} = 3\sigma_{v0}$. a) Representação das direções das tensões principais após escavação; b) Representação da magnitude das tensões principais máximas e mínimas [39].

Na Figura 2.23b), é representado a magnitude das tensões principais em torno da escavação. Na mesma figura, é possível observar que as alterações ao estado de tensão mais significativas encontram-se na envolvente da escavação, sendo que, a partir de dada distância ao maciço escavado, a influência da redistribuição das tensões é desprezável [39].

O fenómeno de alteração do campo de tensões em torno da escavação, denominado de efeito de arco, foi introduzida por Terzaghi[40], descrevendo a transferência de tensões da zona escavada para zonas mais resistentes do maciço. Este fenómeno ocorre num espaço tridimensional, e não apenas ao longo de um plano transversal à escavação como inicialmente proposto[41]. Na Figura 2.24 é representado a redistribuição das tensões resultantes da escavação de um túnel ao longo de vários planos.

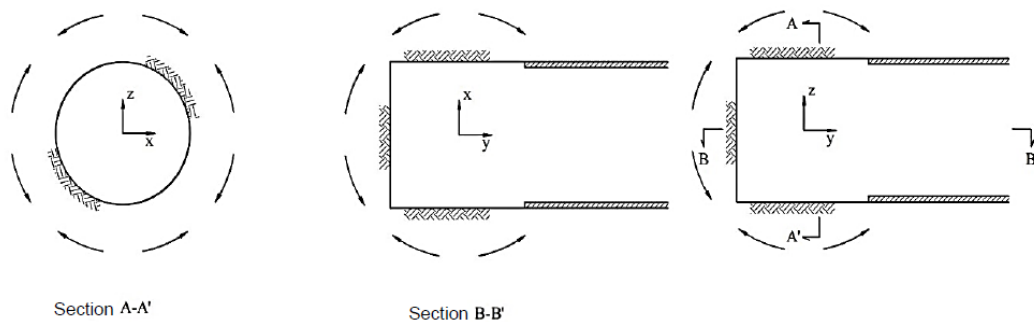


Figura 2.24: Efeito de arco tridimensional nas proximidades da frente de escavação de um túnel suportado. a) Plano longitudinal vertical; b) Plano transversal; c) Plano longitudinal horizontal [41].

A redistribuição das tensões resultantes do efeito de arco dependem das tensões iniciais, das características geométricas da escavação, das propriedades mecânicas do maciço e do processo construtivo, nomeadamente o sistema de escavação adotado, os avanços de escavação e o momento da colocação do suporte[42].

2.4 DEFORMAÇÃO DO MACIÇO

À alteração do estado de tensão estão associadas deformações no maciço, nomeadamente, o movimento da frente de escavação dirigido para o interior da mesma e a convergência das paredes. Tal prova que o comportamento do maciço que se encontra à frente da escavação, apesar de ainda não ter sido escavado, é influenciado pela escavação já realizada[43].

Na Figura 2.25 estão representados os deslocamentos longitudinais e radiais com o avanço da frente de escavação.

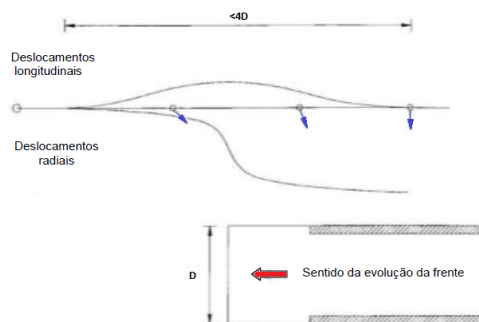


Figura 2.25: Deslocamentos num plano longitudinal vertical contendo o eixo do túnel [43]. Representado a Azul a direção dos deslocamentos e a vermelho o sentido de escavação.

Enquanto na proximidade da frente de escavação é necessário considerar a tridimensionalidade do problema, em secções suficientemente afastadas da frente de escavação o processo de escavação pode ser considerado como um problema em estado plano de deformação[44], como é possível observar pela Figura 2.25.

Os deslocamentos mobilizados próximo da frente de escavação são predominantemente longitudinais, atingindo o seu valor máximo na frente de escavação. Os deslocamentos longitudinais diminuem com o aumento da distância à frente escavada até que, a uma dada distância, são praticamente nulos. Por outro lado, os deslocamentos radiais ao longo da escavação aumentam gradualmente até que seja atingido um novo estado de equilíbrio. Como tal, começam a ser mobilizados a uma determinada distância da frente de escavação, com um gradiente de deformações reduzido, atingindo a deformação máxima a uma dada distância atrás da frente da escavação. A zona do maciço onde são mobilizados um maior aumento dos deslocamentos diz respeito à zona envolvente à frente de escavação, onde existe um efeito tridimensional.

Uma vez ultrapassada a frente da escavação, a distância onde é estabelecido o equilíbrio e onde a condição de estado plano de deformação passa a ser válida, é função das características do maciço e do sistema de suporte adotado. Quanto menor a resistência do maciço, maior será o desenvolvimento da zona plastificada e consequentemente maior a distância requerida para que se atinja a condição de equilíbrio e de estado plano de deformação. No que respeita ao sistema de suporte adotado, quanto mais rígido for e quanto mais cedo for instalado, mais rápido será estabelecida a situação de equilíbrio[42].

2.5 ESTABILIDADE EM TÚNEIS

A análise da estabilidade de obras subterrâneas tem como objetivo prever, face a cada escavação, as situações de instabilidade a que a mesma pode ser sujeita, permitindo assim a escolha do método de suporte e escavação que melhor garanta a estabilidade e segurança da escavação.

Aquando da análise de túneis em maciços rochosos, o comportamento do mesmo pode ser significativamente distinto consoante o maciço se assemelhe a um meio contínuo ou descontínuo, sendo que neste último caso, as descontinuidades do maciço são o aspeto que mais condiciona o comportamento do túnel.

Segundo Hudson[45], citado em [46], a estabilidade de maciços rochosos na periferia de uma escavação subterrânea pode dever-se a dois mecanismos principais: instabilidade dos blocos formados por intersecção de descontinuidades ou resultado de valores de tensões induzidas que excedem a resistência local do maciço.

Na Figura 2.26 são descritos diversos problemas de instabilidade associados a diferentes níveis de tensão *in situ* e estruturas de maciço.

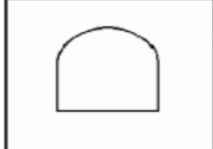
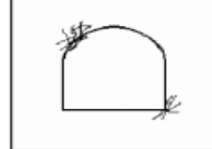


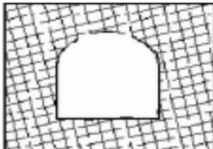

	NÍVEIS DE TENSÃO BAIXOS	NÍVEIS DE TENSÃO ELEVADOS
R O C H A M A C I Ç O	 <p>Maciço rochoso com tensão <i>in situ</i> baixa. Resposta linear elástica praticamente sem rotura</p>	 <p>Maciço rochoso com tensão <i>in situ</i> elevada. Nos limites da abertura, em pontos de concentração de tensões, iniciam-se fenômenos de lascamento, deslocamento e esmagamento que se propagam ao maciço circundante.</p>
R O C H A F R A T U R A D O	 <p>Maciços rochosos fraturados com tensão <i>in situ</i> baixa. Os blocos ou cunhas formados pela intersecção de diaclases com diferentes orientações, soltam-se e escorregam devido à ação da gravidade.</p>	 <p>Maciço rochoso fraturado com tensão <i>in situ</i> elevada. A rotura ocorre como resultado do deslizamento segundo as superfícies das diaclases e também pelo esmagamento e fendilhamento dos blocos rochosos.</p>
R O C H A M U L T I F R A T U R A D O	 <p>Maciço rochoso muito fraturado com tensão <i>in situ</i> baixa. A superfície da abertura rompe como resultado do emaranhado de pequenos blocos ou cunhas, formados pela quantidade de descontinuidades que o maciço apresenta. A rotura pode propagar-se facilmente, se não for controlada.</p>	 <p>Maciço rochoso muito fraturado com tensão <i>in situ</i> elevada. O maciço circundante à abertura rompe por deslizamento nas superfícies das descontinuidades e por esmagamento de pequenos blocos de rocha. Este tipo de rotura de rocha tende a provocar o levantamento da soleira e forte convergência dos hasteias.</p>

Figura 2.26: Diferentes tipos de rotura face a diversas estruturas de maciços sujeitos a níveis de tensão distintos. ([47], adaptado de [11])

Como é representado na Figura 2.26, para baixos níveis de tensão, a escavação fica sujeita principalmente a instabilidades locais, resultantes da interseção das descontinuidades presentes no maciço. Com aumento da profundidade, a tensão sobre o maciço aumenta até a um ponto onde a rotura ocorre no maciço envolvente da escavação [24].

As escavações em maciços rochosos pouco alteradas com descontinuidades pontuais, em que a tensão instalada no maciço que envolve a escavação é inferior a $1/5$ de σ_c , usualmente não são passíveis de grandes problemas de instabilidade [24], pelo que não são representadas no quadro da Figura 2.26.

A baixas profundidades, em maciços rochosos de baixa qualidade ou solos fortemente compactados, os problemas de instabilidade são normalmente associados a deslizamentos de terra com tempos de auto-suporte relativamente curtos. Como tal, as técnicas de escavação e colocação de suporte adotadas devem ser similares às utilizadas na escavação de túneis em solos[24].

Na Figura 2.27 são apresentados problemas típicos, parâmetros críticos, métodos de análise e critérios de aceitabilidade em diversas escavações subterrâneas.

ESTRUTURAS			
PROBLEMAS TÍPICOS	<ul style="list-style-type: none"> -Esgoamento excessivo a partir de túneis sem revestimento ou revestidos a betão. -Rotura ou deformação do revestimento em aço devido a deformação da rocha ou pressão externas. 	<ul style="list-style-type: none"> -Rotura do maciço rochoso onde a resistência é exercida pelas tensões induzidas. -Dão-se fenómenos de expansividade, retração ou convergência excessiva se o suporte for inadequado. 	<ul style="list-style-type: none"> -Quedas por gravidade, deslizamento de cunhas ou blocos definidos pela interseção de fraturas. -Queda do material da superfície suportado inadequadamente.
PARÂMETROS CRÍTICOS	<ul style="list-style-type: none"> -Relação entre a máxima pressão hidráulica no túnel e a tensão principal mínima da rocha circundante. - Comprimento do revestimento em aço e a eficiência do grouting. - Nível de água no maciço rochoso. 	<ul style="list-style-type: none"> -Resistência do maciço rochoso e das descontinuidades estruturais. -Potencial de expansividade, em particular das rochas sedimentares. -Método e sequência de escavação. -Capacidade e sequência de instalação de suporte 	<ul style="list-style-type: none"> -Orientação, inclinação e resistência ao corte de descontinuidades estruturais do maciço rochoso. -Forma e orientação da escavação. -Quantidade da perfuração e detonação durante a escavação. -Capacidade e sequência de instalação do sistema de suporte.
MÉTODOS DE ANÁLISE	<ul style="list-style-type: none"> -Determinação do recobrimento mínimo ao longo do traçado do túnel a partir de topografia pormenorizada. -Análise de tensões de secções transversais e longitudinais ao eixo do túnel. -Comparação entre a tensão principal mínima e a pressão hidráulica máxima para determinar o comportamento de revestimento em aço. 	<ul style="list-style-type: none"> -Análise de tensões usando métodos numéricos de modo a determinar a extensão das zonas de rotura e o deslocamento de maciço rochoso. -Análise da interação rocha-suporte, usando métodos numéricos para determinar a capacidade e sequência de instalação do suporte e para estimar deslocamentos no maciço rochoso. 	<ul style="list-style-type: none"> -Técnicas de projeção esférica ou métodos analíticos são usados para determinação e visualização das cunhas do maciço rochoso circundante ao túnel. -Análise de equilíbrio limite das cunhas críticas é usada para estudos paramétricos do modo de rotura, fator de segurança e necessidade de suporte
CRITÉRIOS DE ACEITABILIDADE	<ul style="list-style-type: none"> -Requer revestimento em aço onde a tensão principal mínima no maciço rochoso é menor que 1,3 vezes a carga estática máxima das operações hidroelétrica ou 1,15 para operações com pressões dinâmicas muito baixas. -São necessários testes de pressão hidráulica em furos de sondagens para confirmar os pressupostos de projeto. 	<ul style="list-style-type: none"> -A capacidade de suporte instalado deve ser suficiente para estabilizar o maciço rochoso e limitar as convergências até um nível aceitável. -As tuneladoras e as estruturas internas devem ser projetadas tendo em conta a convergência do túnel como resultado da expansividade e da deformação ao longo do tempo. -A monitorização é um aspeto importante do controlo de construção. 	<ul style="list-style-type: none"> -O fator de segurança, incluindo os efeitos de reforço, deverão ser excedidos 1,5 para o deslizamento e 2,0 para a queda de cinchas e blocos. -A sequência de instalação do suporte é crítica e as cunhas e blocos devem ser identificados e suportados antes de serem totalmente expostos pela escavação. -A monitorização dos deslocamentos terá pouco valor.

Figura 2.27: Problemas, parâmetros, métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas. ([47], adaptado de [48])

2.5.1 PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIDADE SUBTERRÂNEA

Palmström[49] citado por Penido [46],baseando-se em trabalhos de Cecil [50] e Hoek-Brown [11] sugere que os fatores em seguida apresentados são os que têm maior influência na estabilidade de escavações subterrâneas em maciços fraturados.

1. Propriedades e características do maciço rochoso na periferia da escavação:

- propriedades mecânicas da rocha intacta;
- propriedades mecânicas das descontinuidades;
- arranjo estrutural das descontinuidades (geometria dos blocos);
- expansibilidade da rocha (a pressão de expansão exerce um carregamento adicional ao suporte, além das tensões *in situ*);
- durabilidade do maciço (resistência à desintegração e oxidação).

2. Estado de tensão inicial *in situ*:

- magnitude, orientação e anisotropia das tensões principais;
- presença de água subterrânea (incremento das tensões neutras e erodibilidade do preenchimento das descontinuidades).

3. Características da escavação:

- forma e tamanho da abertura;
- método de escavação e a sua influência no maciço circundante;
- atraso com que é colocado o suporte face à escavação;
- relação entre a dimensão dos blocos e as dimensões da escavação.

2.5.2 MACIÇO COMO MEIO DESCONTÍNUO

Como foi atrás mencionado, para túneis superficiais escavados em rochas fraturadas, a causa de instabilidade mais comum concerne ao deslizamento de cunhas formadas pela interseção de descontinuidades. Que uma vez perdendo o apoio do maciço escavado, sofrem deslizamento em direção ao interior da escavação, ou, quando situadas no coroamento, simplesmente caem por ação do peso próprio[51]. Na Figura 2.28 são representadas duas cunhas, uma situada no coroamento do túnel e outra no hasteal direito.

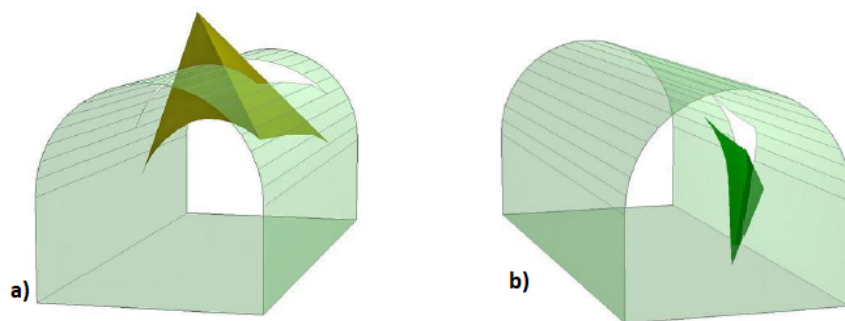


Figura 2.28: a) Deslizamento de um bloco situado no coroamento do túnel; b) Deslizamento de um bloco situado no hastear direito do túnel [51].

Note-se que caso as cunhas não sejam suportadas, uma vez que o maciço fraturado constitui um conjunto de blocos interligados entre si, a queda de um dado bloco retira, ou reduz, o apoio de um outro bloco. Originando assim, a queda de blocos em cadeia até que seja atingido um novo estado de equilíbrio, ou até que os blocos soltos tenham preenchido o espaço escavado. Na Figura 2.29 é apresentada uma escavação sem suporte, onde é possível observar como a geometria final do túnel foi controlada pela estrutura do maciço.



Figura 2.29: Escavação de um túnel sem suporte em ardósia no País de Gales [24].

A forma e o tamanho das possíveis cunhas instáveis dependem do tamanho, forma e orientação da escavação face à orientação das discontinuidades. Nos pontos que se seguem são apresentadas breves descrições sobre a influência que cada um dos parâmetros exerce sobre a definição da cunha.

2.5.2.1 Influência da orientação da escavação face à orientação das discontinuidades

Para que seja possível uma dada cunha cair ou deslizar, é necessário que a mesma se encontre separada do restante maciço no mínimo por 3 discontinuidades[24]. Na Figura 2.30 é representada a geometria de uma cunha delimitada por 3 discontinuidades, situada no coroamento de um túnel retangular com vão S .

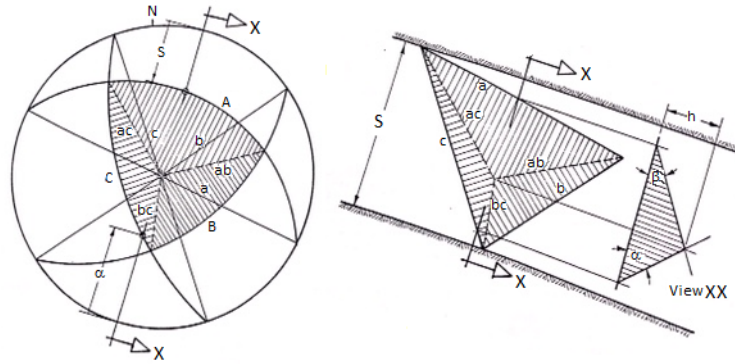


Figura 2.30: Determinação da forma e do volume de uma cunha formada por 3 discontinuidades, sobre um túnel retangular com vão livre S [24].

A orientação do túnel desejável, no que respeita à estabilidade da escavação, é aquela a que conduz a um menor volume de cunhas potencialmente instáveis. Na Figura 2.31 são representados dois túneis com orientações ortogonais entre si sob as mesmas discontinuidades. Como é possível observar, o túnel cujo eixo longitudinal é alinhado com as discontinuidades, face ao túnel perpendicular às mesmas, conduz a uma cunha de maior dimensão com desenvolvimento paralelo ao desenvolvimento do túnel.

Realça-se o facto de o exemplo apresentado conter apenas duas discontinuidades. Nos casos em que o maciço contém um maior número de discontinuidades a escolha da orientação favorável do túnel torna-se mais difícil, sendo benéfico uma análise das possíveis cunhas instáveis sobre diferentes orientações do túnel [24].

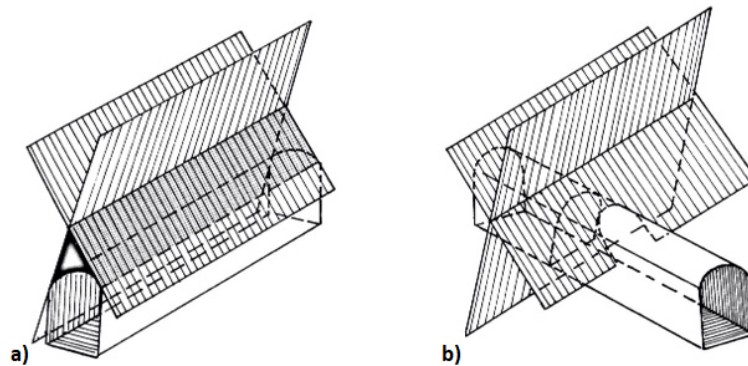


Figura 2.31: Influência da orientação do túnel face à orientação das discontinuidades na criação de cunhas instáveis. a) Orientação do túnel desfavorável; b) Orientação do túnel favorável [24].

2.5.2.2 Influência do tamanho da escavação

Com o aumento da secção escavada é de esperar que o volume de maciço potencialmente instável também aumente. Hoek e Brown [24] demonstram a existência de um aumento proporcional entre o volume escavado e o volume de maciço potencialmente instável recorrendo à Figura 2.32.

Na Figura 2.32 é representado um maciço rochoso fraturado, cujas descontinuidades estão uniformemente espaçadas e onde é escavado um túnel de secção retangular com eixo longitudinal alinhado com o desenvolvimento das descontinuidades. Na mesma figura é representado a cinza as zonas do maciço potencialmente instáveis.

Supondo as descontinuidades afastadas 1 m entre si, a uma escavação retangular de 6 mx6 m é associada um volume de maciço potencialmente instável de $12 \text{ m}^3/\text{m}$. Por sua vez, uma escavação com secção transversal 12 mx12 m implica um volume de maciço potencialmente instável de $70 \text{ m}^3/\text{m}$.

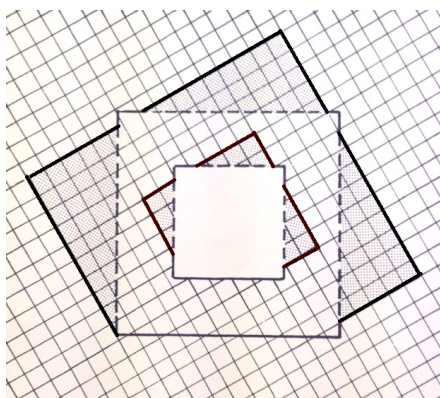


Figura 2.32: Aumento da dimensão de rocha instável face ao aumento da área escavada [24].

Uma vez que o suporte necessário é diretamente proporcional ao volume de maciço instável, a proporcionalidade entre a dimensão da escavação e o volume de maciço potencialmente instável acima descrita conduz a variações significativas no custo total da obra.

2.5.2.3 Influência do estado de tensão *in situ*

Na generalidade, a consideração do estado de tensão do maciço conduz a um aumento do fator de segurança dos blocos potencialmente instáveis. Contudo, embora sejam raras as exceções, a consideração das tensões *in situ* podem realmente resultar numa redução do fator de segurança das cunhas. Esses casos são suficientes para na generalidade das situações poderem ser ignorados no momento da definição do suporte[51].

A expressão 2.31 traduz a tensão mínima normal à face do bloco potencialmente instável para que seja garantida a segurança, no cenário apresentado na Figura 2.33

$$\sigma_n = \frac{W.\sin\zeta}{2h_b.\tan\phi} \quad (2.31)$$

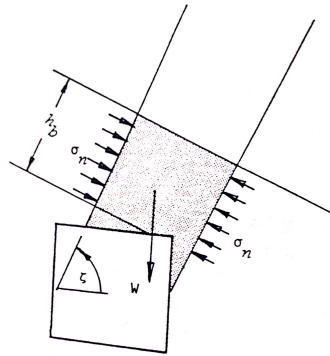


Figura 2.33: Forças aplicadas ao maciço potencialmente instável após escavação [24].

2.5.2.4 Suporte

Uma característica da instabilidade das cunhas em maciços rochosos fraturados, diz respeito aos reduzidos deslocamentos que o maciço sofre antes da rotura [51]. No caso de cunhas instaladas no coroamento, e se a disposição das discontinuidades assim o permitir, uma vez realizada a escavação a cunha simplesmente cai devido à gravidade. No caso de cunhas situadas nos hasteais, deslizamentos sobre as discontinuidades na ordem dos mm são suficientes para mobilizar toda a resistência dessas superfícies[51].

De forma a minimizar os deslocamentos e garantir a estabilidade do maciço são adotados faseamentos na escavação, camadas de betão projetado e pregagens.

- Pregagens

No caso das pregagens, as mesmas devem ser capazes de suportar o peso das cunhas acrescidas de uma margem de segurança na ordem dos 30 a 50% do peso da cunha.

O comprimento das pregagens deve ser tal de forma a que a mesma atravessasse o bloco instável e ainda seja selado no maciço estável de forma a proporcionar suporte. Tal comprimento (L_r , representado na Figura 2.34) deverá ter no mínimo 1 m[51].

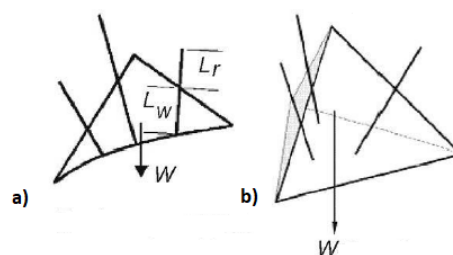


Figura 2.34: Representação de pregagens sobre uma cunha. a) Vista bidimensional; b) Vista tridimensional [51]

No caso de cunhas laterais, as pregagens devem ser colocadas num ângulo entre 15° a 30° de forma a mobilizar uma maior resistência de corte ao longo da descontinuidade.

Em função da dimensão das cunhas ou da sua disposição espacial as pregagens podem ser distribuídas uniformemente ao longo da escavação ou apenas localmente quando necessário [51].

- Betão projetado

O uso de betão projetado como suporte adicional trata-se de uma medida bastante eficaz. Uma vez que, geralmente, as cunhas possuem uma base larga, sendo uma fina camada de betão projetado suficiente para garantir a estabilidade da cunha. Para cunhas de pequena dimensão pode ser dispensado o uso de pregagens.

2.5.3 MACIÇO COMO MEIO CONTÍNUO

Aquando da consideração do comportamento do maciço como meio contínuo a rotura pode ocorrer fundamentalmente devido a 3 fatores: rotura por tração; por compressão ou por corte [52].

Caso as tensões induzidas no maciço envolvente à escavação ultrapassem a resistência do maciço ocorre rotura. Os critérios de cedência que caracterizam meios contínuos foram já abordados no ponto 2.2.1 . A rotura, em função do volume de rocha que entra em cedência, pode originar o esmagamento e o desmonte de zonas particulares do maciço, como também pode originar a "explosão" de blocos do maciço rochoso [53].

3

CASO DE ESTUDO

3.1 ENQUADRAMENTO

O caso de estudo da presente dissertação, diz respeito ao descarregador de cheias complementar da barragem do aproveitamento hidroelétrico de Caniçada.

3.1.1 LOCALIZAÇÃO

A barragem em questão, entrou em serviço em 1954[54], localiza-se no vale do rio Cávado, no ponto com coordenadas geográficas: $41^{\circ}39'9''\text{N}$, $8^{\circ}13'52''\text{W}$, aproximadamente 15 Km a jusante da barragem de Salamonde. A barragem situa-se na freguesia de Valdozende, concelho de Terras de Bouro, distrito de Braga.



Figura 3.1: Localização da barragem de Caniçada [55].

A barragem de betão tipo abóbada delgada foi construída com 76 m de altura e 246 m de desenvolvimento do coroamento. A barragem incorpora um descarregador de cheias de superfície com quatro vãos [56].



Figura 3.2: Barragem de Caniçada, vista de montante [56].

3.1.2 GEOLOGIA

A formação geológica predominante em Caniçada é de natureza granítica. Na zona em questão, a rocha dominante corresponde ao designado Granito do Gerês.

O Granito do Gerês caracteriza-se por ter um grão médio a grosseiro, tendencialmente porfiróide, de tonalidades acinzentadas e variações rosadas a avermelhadas [57].

3.2 DESCARREGADOR DE CHEIAS COMPLEMENTAR

A capacidade de vazão do descarregador de cheias de superfície, incorporado na barragem, demonstrou-se insuficiente face aos valores atualizados para a cheia milenar. De modo a solucionar este problema, foi projetado um descarregador de cheias complementar.

O descarregador complementar localiza-se na margem esquerda do rio Cávado, com capacidade máxima de vazão de aproximadamente $2\,000\text{ m}^3/\text{s}$ para o Nível de Máxima Cheia (NMC), a que corresponde um nível de água da albufeira à cota 152,83 m. O descarregador é materializado por um túnel de secção variável, com desenvolvimento de aproximadamente 200 m, cuja secção transversal é dividida por um septo situado

3.2.1 PROSPEÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS E ENSAIOS

Com o objetivo de obter uma caracterização do maciço em profundidade, foi realizado um programa de prospeção geológico-geotécnico. Na figura 3.5 são representas a localização das sondagens mecânicas (7 sondagens no total) e dos perfis de refração sísmica (5 perfis no total) realizados para suporte do dimensionamento do descarregador de cheias complementar[57].

As sondagens S1, S2 e S3 foram realizadas ao longo do traçado do túnel, a sondagem S7 no emboquilhamento de montante e as duas sondagens S4 e S5 na zona intersetada pela ensecadeira de proteção das obras contra a inundação das águas da albufeira de Caniçada. Nestas sondagens foram realizados ensaios de absorção de água do tipo de Lugeon e ensaios SPT, de forma a proceder à caracterização direta, mecânica e hidráulica, do maciço rochoso.

”Os perfis de refração sísmica foram realizados na zona do emboquilhamento de montante, com o objetivo de complementar os resultados das sondagens”[57].

As amostras recolhidas foram objeto de ensaios para determinação de massa volúmica, porosidade e resistência à compressão uniaxial.

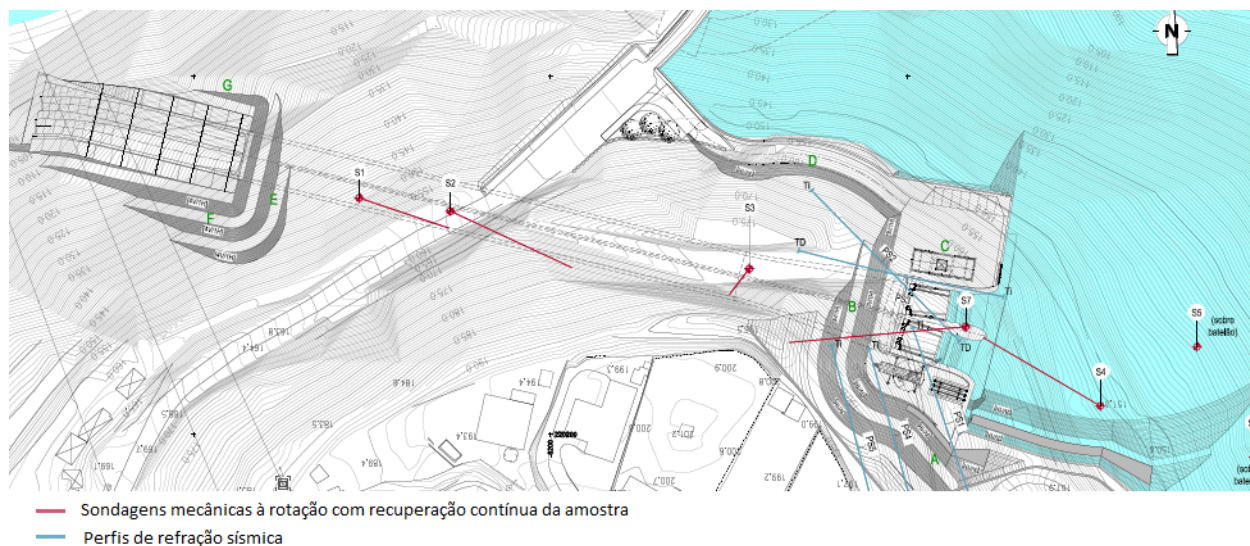


Figura 3.5: Localização dos trabalhos de prospeção [60].

3.2.2 ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Com base nas sondagens mecânicas foi proposto [57] o zonamento geotécnico representado na Figura 3.6. Como é possível observar na mesma figura, o maciço apresenta características geotécnicas distintas na zona de montante do túnel e enseadeira em comparação com a zona de jusante.

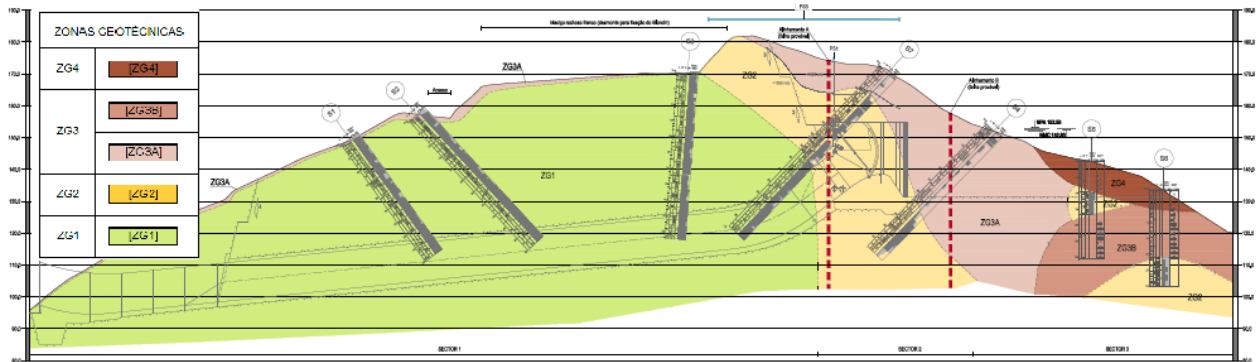


Figura 3.6: Zonamento geotécnico. Perfil longitudinal pelo eixo do descarregador [61].

A Tabela 3.1 resume as características associadas a cada uma das zonas definidas no zonamento representado na Figura 3.6.

Tabela 3.1: Zonamento geotécnico [61].

Zonas Geotécnicas		Litologia	SPT	Alteração (W)	Fraturação (F)	RQD (%)	RMR
ZG4		Areia Argilosa	< 26	-	-	-	-
ZG3	A	Solo residual granítico	26 a 60	-	-	-	-
	B	Maciço rochoso granítico decomposto e parcialmente arenizado com blocos	-	5	4 - 5	0	-
ZG2		Maciço rochoso granítico de grão médio a grosseiro	-	3 - 2	3 - 2	40 - 100	III - IV
ZG1		Maciço rochoso granítico de grão médio a grosseiro e tendência a porfiróide	2 - 3	2 - 3	60 a 100	II - III	

De um modo geral, ao longo do perfil desenvolvido segundo o eixo do descarregador em túnel, foi identificado uma zona superficial com cerca de 2 m de espessura constituída por solo residual resultante da própria alteração do maciço rochoso [57].

No troço de montante do descarregador a espessura dessa zona de solo residual é consideravelmente superior. Próximo do local onde se materializou a enseadeira, é identificada uma zona espessa de maciço terroso com elevados teores de argila, caracterizado por baixos valores de SPT (≤ 26). Sob esta primeira zona, foi identificada uma segunda zona com cerca de 10 m de maciço rochoso granítico de qualidade razoável (W2 a W3). Aumentando a profundidade de análise, ocorre uma espessa camada de solo residual que se sobrepõe

a 3 m, abertura entre 1-5 mm e paredes das discontinuidades medianamente alterada (W3). No caso de as discontinuidades estarem preenchidas, foi considerado que tal corresponderia a um granito muito alterado (W4). No que respeita à presença de água nas discontinuidades, à medida que a escavação progrediu, foi encontrada humidade junto às discontinuidades com afluências pontuais em regime gotejante. No entanto, foi verificado[63] que os caudais são pouco significativos face à pressão gerada na superfície de escavação.

Quanto aos valores da resistência à compressão uniaxial das paredes (JCS), objeto de avaliação *in situ* com o esclerómetro de Schmidt, foi obtido um valor médio de 36.1 MPa. No que respeita à rugosidade das paredes das discontinuidades, as mesmas apresentam-se rugosas a muito rugosas, pelo que foi admitido um valor de JRC variável entre 12-14 e 18-20.

3.2.4 ZONAMENTO HIDRÁULICO

O zonamento hidráulico foi efetuado com base nos resultados dos ensaios Lugeon realizados nos furos de sondagem.

O zonamento consistiu na divisão do maciço em quatro zonas hidráulicas, de forma a definir e diferenciar os diferentes graus de permeabilidade e saturação existentes no maciço.

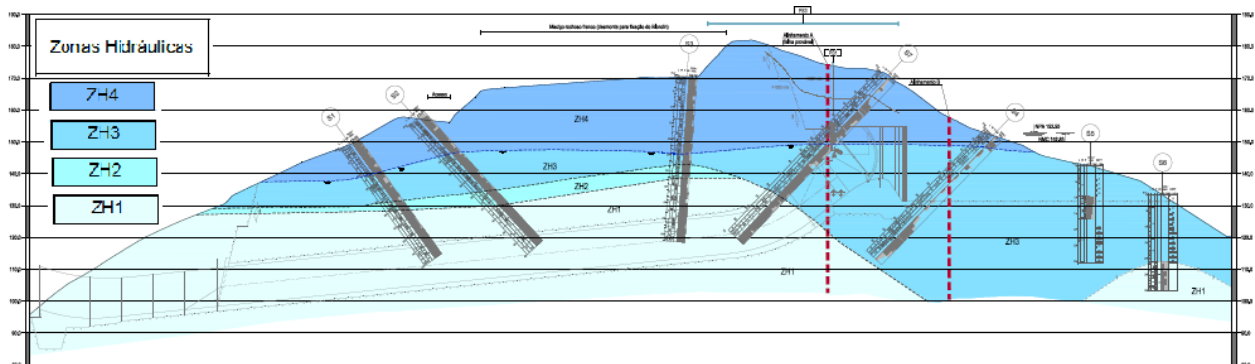


Figura 3.8: Zonamento hidráulico. Perfil longitudinal pelo eixo do descarregador [64].

Tabela 3.2: Caracterização do zonamento hidráulico [57].

Zonas Hidráulicas	Absorções Lugeon (UL)	Estado de Saturação	Classificação geral da permeabilidade
ZH4	≥ 4	Maciço seco, acima da zona saturada	Permeabilidade moderada/elevada a muito elevada
ZH3	Perdas totais	Maciço saturado	
ZH2	7-19	Maciço potencialmente saturado a subsaturado (húmido)	Permeabilidade moderada
ZH1	≤ 3	Maciço seco, abaixo da zona potencialmente saturada	Maciço rochoso impermeável.

Como se pode observar pela Figura 3.8, à zona ZH4 corresponde uma camada de maciço superficial, acima do nível freático, com espessura considerável e em que o maciço não se encontra saturado. A esta zona, estão associadas permeabilidades moderadas a elevadas.

A zona subjacente, denominada por ZH3, coincidente com NPA, é uma zona saturada com permeabilidade moderada a muito elevada. Na zona a montante do túnel, a espessura da camada definida como zona ZH3 é elevada, no entanto, essa mesma espessura diminui à medida que se distancia do leito do rio, sendo limitada inferiormente por uma zona de transição entre a zona do maciço seca e saturada, denominada por ZH2. A esta zona hidrológica, está associado um maciço húmido, potencialmente saturado com permeabilidade moderada.

Finalmente, a zona hidrológica ZH1, corresponde a um maciço seco e impermeável. Pela Figura 3.8 é possível observar que, à exceção do emboquilhamento de montante, todo o túnel é cravado no maciço associado à zona hidrológica ZH1.

3.2.5 ESCAVABILIDADE DO MACIÇO

A escavação do maciço pode ser dividida em duas categorias, escavações a céu aberto, nomeadamente as escavações à entrada e e saída do descarregador, e escavações subterrâneas.

Como já se observou, pela Figura 3.6, as zonas a escavar a céu aberto do lado de montante, são inseridas nas zonas ZG4, ZG3 e ZG2. O maciço no emboquilhamento de jusante é inserido na zona ZG1. A restante escavação do descarregador é realizada por escavação subterrânea, afetando maciços representativos de zonas ZG1 e ZG2.

As propostas de desmonte em seguida apresentadas foram sugeridas no documento respeitante aos estudo geológicos e geotécnicos do descarregador de cheias complementar [57], tendo em conta as propriedades dos maciços rochosos.

Nas escavações a céu aberto, foi proposto recorrer a equipamentos ligeiros, como por exemplo retroescavadoras, de forma a poder escavar o maciço em zonas ZG4, uma vez que se trata de solo areno-siltoso com baixos valores de SPT. Na zona ZG3, correspondente a um maciço granítico decomposto, foi proposto o uso de equipamentos ligeiros, nas zonas mais brandas e equipamentos pesados, como rippers ou martelo saneador, nas zonas mais resistentes. O desmonte do maciço nas zonas ZG2 deverá ficar a cargo de meios mecânicos pesado e possível uso de explosivos. Por fim, a zona ZG1, correspondente ao maciço de melhor qualidade geotécnica, deverá ser desmontado com recurso a explosivos.

3.3 ROLHÃO

O rolhão natural é um elemento estrutural materializado, no caso em análise, por um trecho do maciço rochoso por escavar. O principal objetivo do rolhão é obstruir o túnel evitando, em caso de inundação

motivada pelo galgamento ou colapso da ensecadeira, a passagem de água pelo mesmo. Permitindo que os trabalhos na parte restante do túnel sejam realizados a "seco", de forma a não colocar em causa a integridade de pessoas, equipamentos e trabalhos a realizar no túnel e no vale a jusante.

3.3.1 LOCALIZAÇÃO

O rolhão localiza-se próximo do emboquilhamento de montante, a uma distância medida em planta de aproximadamente 7 m da entrada do descarregador, zona em que o maciço possui características de uma zona ZG1.

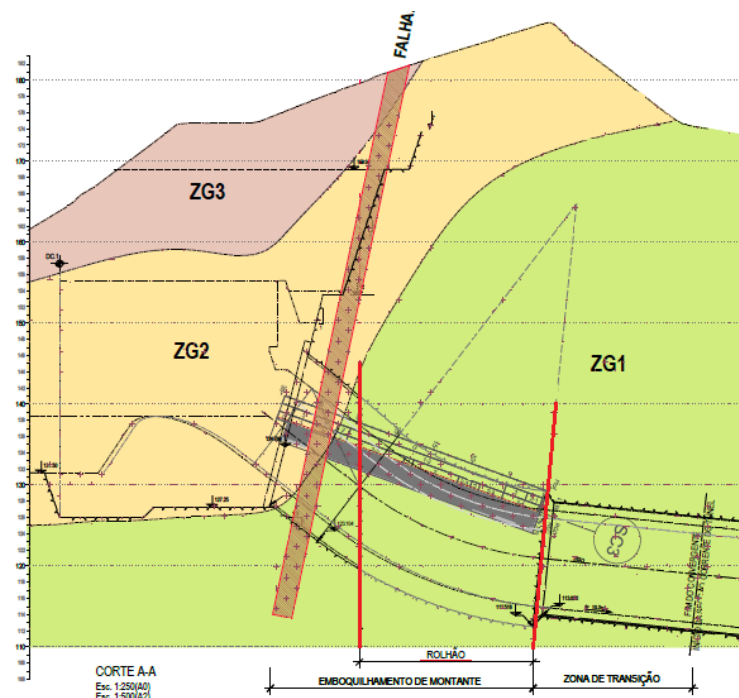
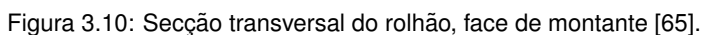


Figura 3.9: Zonamento geológico e geotécnico do emboquilhamento de montante [64].

3.3.2 DIMENSÕES

As dimensões do rolhão são variáveis ao longo do comprimento do mesmo, sendo que a face de montante é vertical, com 21,4 m de altura e 22,23 m de largura máxima, cuja secção é representada na Figura 3.10. A face de jusante é sub-vertical, apresenta uma altura de 16,80 m e uma largura máxima de 18,39 m. Ambas as faces possuem os hasteais retos e a abóbada e soleira curvas. O rolhão foi materializado com 22 m de desenvolvimento.



O rolhão é projetado tendo em perspectiva a situação mais gravosa, a que corresponde a perda de funcionalidade da ensecadeira. Em tal cenário, o rolhão fica sujeito à combinação de dois tipos de ações, a pressão da água, cujo valor máximo é determinado pela cota da albufeira e o estado de tensão do maciço. Como tal, é de elevado interesse conhecer, não só a cota do nível da água na albufeira, como o estado de tensão do maciço e as alterações que o mesmo sofre ao longo da escavação do túnel.

O projeto de execução, face ao trecho em análise e às suas propriedades, propõe diferentes meios de escavação e contenção. Uma vez que o tema em análise, na presente dissertação, diz respeito ao rolhão, serão expostos apenas os processos construtivos no trecho do rolhão e na sua envolvente, nomeadamente a zona de transição, como representado na Figura 3.9. Tais propostas encontram-se expostas no pontos 3.4.1 e 3.4.2 respetivamente.

- Fase1: escavação do emboquilhamento de montante;
- Fase2: escavações para a estrutura de entrada;
- Fase3: colocação das comportas provisórias;
- Fase4: escavação do rolhão em rocha;

- Fase5: betonagem do trecho remanescente do túnel do descarregador complementar;
- Fase6: instalação das comportas ensecadeiras;
- Fase7: retirada das comportas provisórias.

3.4.1 ESCAVAÇÃO DA ZONA DE TRANSIÇÃO

A escavação da zona de transição é realizada em duas fases, sendo cada uma dessas fases associada a meia secção do corte transversal do túnel, como é possível observar na Figura 3.11.

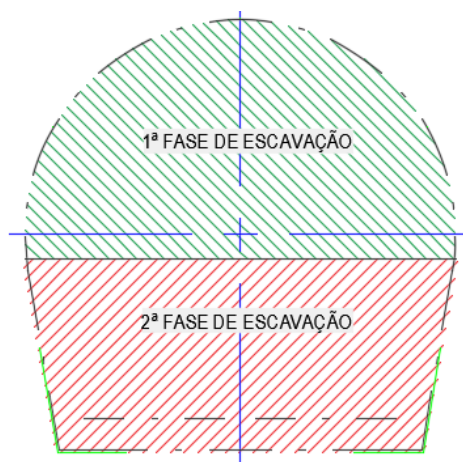


Figura 3.11: Faseamento construtivo, do túnel na secção de transição

Uma primeira fase corresponde à escavação e colocação do suporte na meia secção superior do túnel. Uma segunda fase, concerne ao rebaixo da escavação e colocação do suporte na meia secção inferior.

No que se refere ao suporte, o mesmo consiste numa camada de betão projetado com 10 cm de espessura, juntamente com uma malha quadrada de pregagens com 4 m de comprimento afastadas entre si 2,5 m.

Quanto aos avanços, na primeira fase de escavação os avanços são de 2,5 m, enquanto na segunda fase de escavação os avanços são de 5 m.

3.4.2 DESMONTE DO ROLHÃO

O processo construtivo de desmonte do rolhão, foi dividido em 3 etapas, representadas na imagem a) da Figura 3.12.

O desmonte do rolhão foi realizado no sentido de jusante para montante em simultâneo com a colocação das comportas provisórias. Sendo que foi previsto que a conclusão da escavação da primeira etapa ocorresse em simultâneo com a conclusão da montagem das comportas provisórias.

Durante a primeira etapa são escavadas e colocadas as contenções da 1ª e 2ª fase, representadas na imagem

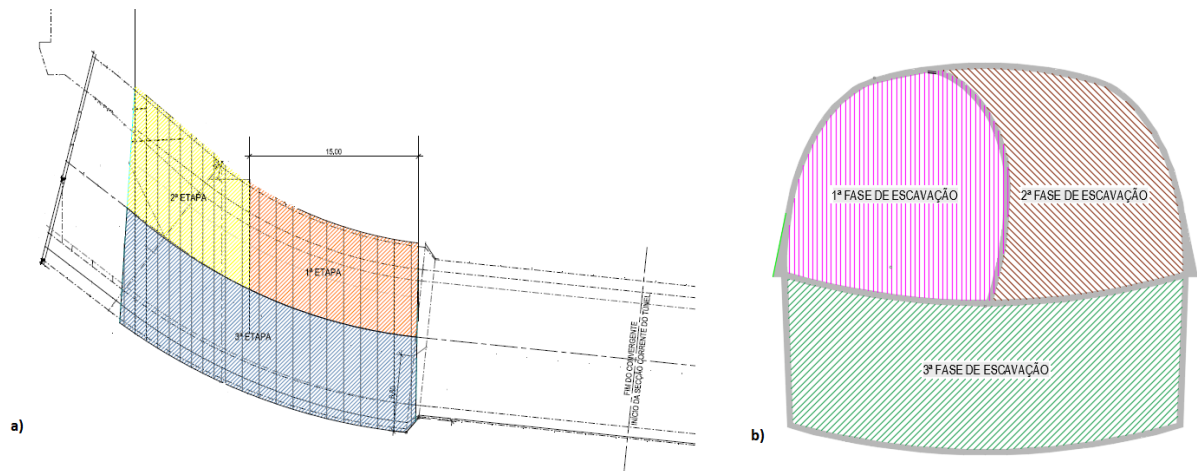


Figura 3.12: Faseamento construtivo do desmonte do rolhão. a) corte longitudinal; b) corte transversal a meio rolhão [66].

b) da Figura3.12. O comprimento total desta etapa são 15 m. A escavação da 1ª fase é realizada com avanços de 2 m de comprimento com aplicação imediata de suporte. Enquanto a escavação da 2ª fase é executada com avanços de 1.5 m, seguidos, também, da colocação do suporte provisório.

Findo a primeira etapa, e estando já instaladas as comportas provisórias a montante, procede-se à escavação da segunda etapa, onde são escavadas, tal como na primeira etapa, a 1ª e 2ª fase, com avanços análogos aos da primeira etapa.

A terceira etapa consiste no rebaixo da escavação, sendo o mesmo realizado com avanços de 2 m de comprimento, com aplicação sucessiva do suporte.

A Tabela 3.3 apresenta sucintamente os tipos de suporte primário previstos a aplicar para as etapas tendo em conta qual a fase em escavação. Acrescido ao que é apresentado na Tabela, foi prevista a contenção da frente da escavação com 6 cm de Betão Projetado, sempre que for necessário, e o uso de geodrenos caso seja verificada afluência de água.

Tabela 3.3: Resumo do suporte primário,em todas as etapas, para as diferentes fases. Tabela adaptada [63]

	Fase	Suporte Primário
zona falha	1ªfase	Cambotas juntamente com 30 cm de Betão projetado
		Pregagens juntamente com 6 cm de Betão projetado (na segunda fase são acrescentados mais 24 cm de Betão projetado e colocado as cambotas)
Zona Corrente	2ªFase	Cambotas juntamente com 30 cm de Betão projetado
	3ªFase	Cambotas juntamente com 30 cm de Betão projetado

4

MODELAÇÃO 2D

A análise da estabilidade do rolhão pode ser dividida em duas categorias: estabilidade local, associada à criação de cunhas delimitadas pela intersecção de descontinuidades e estabilidade global do rolhão face ao deslizamento.

No que respeita à verificação da estabilidade local, tendo por base as famílias de descontinuidades apresentadas na Tabela ??, recorreu-se ao programa *Unwedge*, da *Rocscience*, de forma a detetar possíveis instabilidades nas faces de montante e jusante do rolhão. Durante o desmonte do rolhão, foi analisada a possibilidade de existir destacamento de blocos colocando em risco a segurança no interior da escavação. Note-se que o programa assume as descontinuidades como sendo perfeitamente planas, gerando blocos ou cunhas tetraédricas resultantes da interceção de 3 descontinuidades.

Foram analisados dois cenários, um primeiro cenário em que, por defeito, cada cunha estaria apenas sujeita ao seu peso próprio. Foi concluído que para tal cenário não existe risco de destacamento das cunhas geradas nas faces do rolhão. No que respeita às cunhas geradas na envolvente do túnel, a utilização de uma camada de betão projetado com 10 cm de espessura e pregagens pontuais é suficiente para assegurar a estabilidade.

O segundo cenário considerado na verificação da estabilidade local, decorre de uma possível perda de funcionalidade da ensecadeira. A pressão da água nas descontinuidades conduz a uma redução considerável dos fatores de segurança, sendo que na periferia do túnel os 10 cm de betão projetado acrescido de pregagens pontuais, previstos em projeto, não são suficientes para garantir a estabilidade. O mesmo acontece com as cunhas na face do rolhão, onde para garantir a estabilidade das mesmas seria teoricamente necessário uma camada de betão projetado com 1 m de espessura. Esta análise permite compreender a influência que a pressão da água tem na estabilidade local do maciço reforçando a importância da drenagem do mesmo.

No Anexo A.1 estão representados os fatores de segurança críticos associados aos cenários analisados.

No que refere à estabilidade global do rolhão, a mesma constitui uma análise mais complexa face à descrita nos parágrafos anteriores, e será o tema desenvolvido com maior detalhe na presente dissertação. No presente capítulo é realizada uma análise bidimensional do problema, com recurso ao programa *RS²* (*Rock and Soil 2-dimensional analysis*) da *Rocscience*. Inicialmente é realizado um estudo paramétrico com in-

tuito de ganhar sensibilidade aos parâmetros resistentes do maciço e ao comportamento do rolhão durante a escavação. Posteriormente, é analisado o caso de estudo e otimizado o comprimento do rolhão para diferentes cenários propostos em projeto.

4.1 NOTA INTRODUTÓRIA

4.1.1 RS2

RS² é um programa 2D de análise por elementos finitos, aplicável a formações terrosas e rochosas, permitindo modelar o comportamento do maciço durante a análise de problemas de carácter geotécnico [67].

O programa permite análises em estado plano de tensão, bem como, em estado axissimétrico. É dotado de uma função, designada por *load split*, que permite modelar a escavação de forma faseada.

A análise do maciço pode ser realizada considerando que o mesmo assume um comportamento de meio elástico, ou elásto-plástico. Sendo que o programa permite a utilização de vários critérios de cedência. Para o presente trabalho, os critérios adotados são o Mohr-Coulomb e o Hoek-Brown generalizado. A possibilidade de criação de juntas, permite a modelação e caracterização de falhas isoladas.

4.1.2 ESTADO PLANO VS ESTADO AXISSIMÉTRICO

O programa *RS²*, como já referido anteriormente, permite a realização de análises em estado plano de deformação e tensão e com modelo axissimétrico. Uma análise em estado plano pressupõe que a escavação seja realizada num desenvolvimento infinito normal ao plano modelado, cuja secção transversal se mantém constante ao longo do mesmo. Neste tipo de análise o estado de tensão fica definido pelas tensões principais máximas e mínimas, σ_1 e σ_3 respetivamente, calculadas no plano, e ainda pelas tensões principais ao longo do plano Z, perpendicular à secção modelada. A análise em estado plano admite também que os deslocamentos ao longo do eixo Z sejam nulos.

O modelo axissimétrico, por sua vez, é adequado aquando da modelação de uma escavação com um eixo rotacional, permitindo assim, através de uma modelação 2D simular análises 3D.

4.1.3 DEFINIÇÃO DO MODELO A ANALISAR

Como foi descrito no Capítulo 3, o descarregador não tem uma geometria linear. O trecho em estudo descreve uma curva no plano vertical ao longo do seu desenvolvimento, com secção transversal variável. A extensão da parcela do túnel analisada pertence ao emboquilhamento de montante, que em termos de localização, encontra-se junto ao talude escavado.

À escavação do túnel estão associadas alterações ao estado de tensão e uma consequente redistribuição das tensões que ocorre a 3 dimensões. De forma a realizar uma análise 2D em estado plano, foi necessário

proceder a algumas simplificações. Uma primeira simplificação consistiu em considerar que o desenvolvimento do túnel ocorre paralelamente ao eixo do rio. Uma segunda simplificação diz respeito à posição das fronteiras do modelo a analisar, a qual será abordada nos pontos 4.2.1 e 4.3.1. Por fim, uma terceira simplificação, consistiu em admitir a secção do rolhão constante ao longo do seu desenvolvimento quando analisando a secção transversal e, quando analisando o perfil longitudinal, considerar o túnel circular com diâmetro variável ao longo da zona do rolhão.

4.2 MODELAÇÃO DA ESCAVAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL

O principal objetivo da modelação da secção transversal do rolhão baseia-se na compreensão do comportamento do maciço e na definição do seu estado de tensão.

Na elaboração de projetos de carácter geotécnico é recorrente que a parametrização do maciço e o dimensionamento da estrutura sejam realizados por pessoas distintas, originando muitas vezes dificuldades de comunicação entre as partes, o que gera uma consequente incerteza quanto à validade ou adequabilidade dos valores dos parâmetros adotados.

Assim sendo, ao realizar um estudo paramétrico em função dos parâmetros que condicionam o comportamento do maciço, é possível compreender a influência dos mesmos e a importância da sua caracterização, constituindo um contributo importante de suporte à tomada de decisão. Tal estudo é realizado ao longo do presente capítulo.

4.2.1 GEOMETRIA, MALHA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA

A modelação foi processada para uma secção transversal, situada a meia distância das extremidades do rolhão concebido em projeto, o que representa uma secção com 20 m de largura e 19 m de altura.

De forma a criar o modelo geométrico a utilizar na simulação, é necessário definir a localização das fronteiras do mesmo. Esta escolha deve ser criteriosa, tendo em vista não influenciar significativamente os resultados obtidos pelo modelo, uma vez que na realidade essas fronteiras são inexistentes.

No que compete às fronteiras laterais, a fronteira direita foi traçada no alinhamento do eixo do vale onde se insere o rio Cávado. Por sua vez, a fronteira esquerda foi estabelecida a uma distância de aproximadamente 3 diâmetros do hasteal esquerdo do rolhão. A escolha desta distância baseou-se num processo iterativo que versou não carregar em demasia o processamento do cálculo, garantindo, em simultâneo, uma dimensão mínima que não influenciasse significativamente os resultados das análises.

A fronteira superior do modelo foi definida no alinhamento do cume do talude. No que respeita a fronteira inferior, e não sendo conhecida nenhuma fronteira natural, a mesma foi alinhada com o fundo do vale. Tal opção foi considerada plausível, uma vez que não introduz perturbações significativas na distribuição de tensões e deslocamentos em torno do rolhão.

Os apoios escolhidos consistem em apoios de roletes, nas fronteiras verticais, impedindo deslocamentos na direção horizontal e apoios duplos na fronteira inferior. A fronteira superior não requer qualquer tipo de apoio.

No que respeita a malha, optou-se por utilizar uma malha graduada, constituída por elementos triangulares de 6 nós, com 110 nós no contorno do rolhão.

Na Figura 4.1 é representada a malha utilizada, as fronteiras adotadas e os respectivos apoios

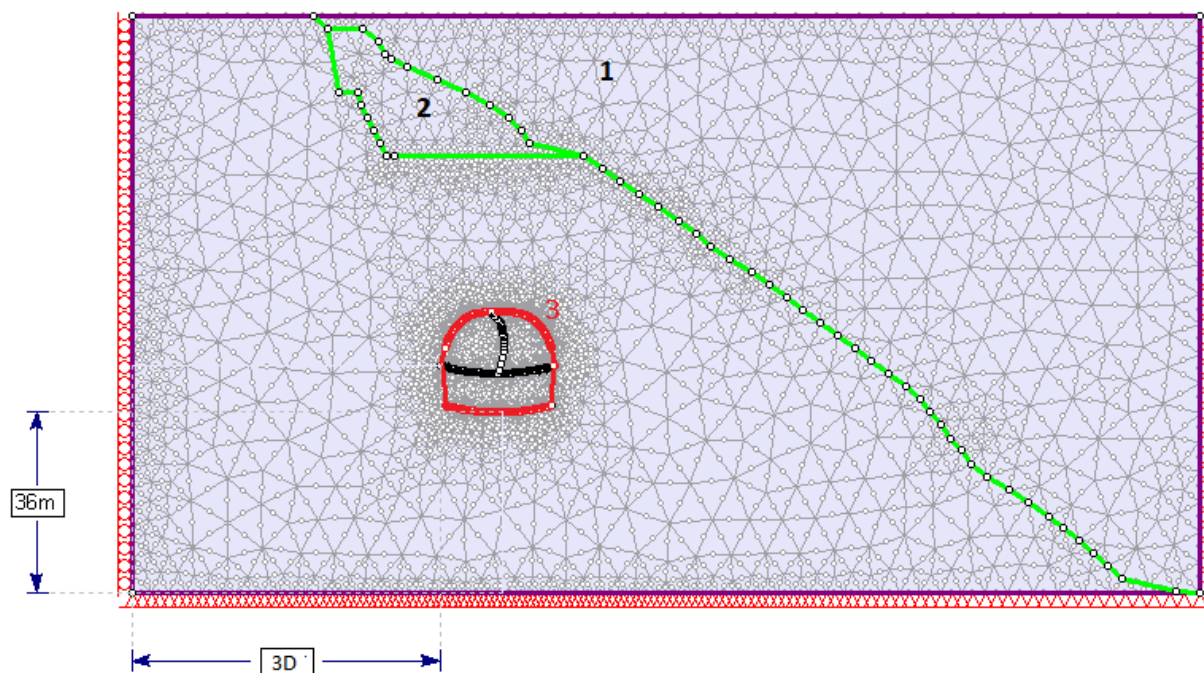


Figura 4.1: Representação da geometria e malha utilizada na análise 2D da secção transversal do rolhão.

4.2.2 SEQUÊNCIA DE PROCEDIMENTOS

A análise do maciço foi processada de acordo com os pontos em seguida enumerados:

1. Geração do estado de tensão inicial (escavação da zona 1 representada na Figura 4.1).
2. Escavação do talude (zona 2 representada na Figura 4.1).
3. Escavação do rolhão e colocação do suporte (zona 3 representada na Figura 4.1).

Como foi descrito no ponto 2.3, a orientação das tensões principais acompanham o relevo do terreno. De modo a conseguir modelar tal situação, considerou-se um maciço rochoso com as dimensões descritas no ponto 4.2.1. Numa primeira fase, escavou-se a parcela do maciço correspondente ao vale, permitindo assim, um rearranjo das tensões correspondentes ao estado de tensão inicial do maciço e as suas orientações. Numa segunda fase, procedeu-se à escavação do talude, seguido do desmonte do rolhão, que inicialmente, e com

objetivo de ganhar sensibilidade ao comportamento do maciço, foi realizado numa só fase e sem suporte. As figuras correspondentes à sequência descrita encontram-se no Anexo A.3.1.

Na sequência da escavação do vale, os deslocamentos foram anulados de forma a não considerar na restante análise os deslocamentos associados à geração do estado de tensão inicial.

4.2.3 COMPORTAMENTO ELÁSTICO VS COMPORTAMENTO ELÁSTO-PLÁSTICO

Aquando da escolha do tipo de comportamento do maciço, existem algumas considerações a atender. Utilizando um comportamento elástico, o programa permite a determinação do estado de tensão induzido (resultante da escavação), no entanto, o mesmo é independente das características resistentes do maciço. Por sua vez, considerando um comportamento elásto-plástico, caso o valor das tensões atuantes ultrapassem o das tensões de pico, as mesmas serão redistribuídas para os elementos vizinhos até se atingir um novo estado de equilíbrio, ficando a atuar no elemento plastificado apenas as tensões associadas à sua resistência residual. Note-se assim, que a utilização de um comportamento elásto-plástico requer o conhecimento de parâmetros adicionais, referentes à resistência residual que nem sempre são conhecidos.

Neste trabalho as análises foram realizadas para maciços com comportamento elástico-perfeitamente plástico, ou seja, considerou-se os parâmetros residuais com igual valor aos parâmetros de resistência de pico.

4.2.4 ESTADO DE TENSÃO INICIAL

Como já foi descrito, o estado de tensão inicial foi obtido modelando um maciço com superfície regular e horizontal, sujeito a um estado de tensão gravitacional ao qual, numa segunda fase, foi escavado a parcela respeitante ao vale.

A Figura 4.2 representa as envolventes das tensões principais máximas para as duas fases, considerando um $K_0 = 0,5$.

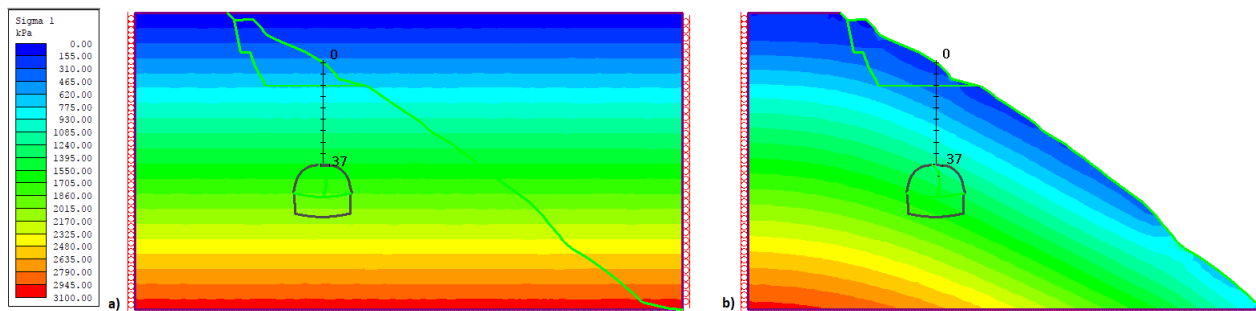


Figura 4.2: Representação do estado de tensão no maciço para σ_1 . a) Antes da escavação do vale; b) Após a escavação do vale do rio.

A Figura 4.3 apresenta a evolução das tensões principais máximas e mínimas, bem como as tensões verticais e horizontais ao longo do alinhamento vertical sobre o coroamento do rolhão. O alinhamento encontra-se

representado na Figura 4.2 segundo a linha a preto.

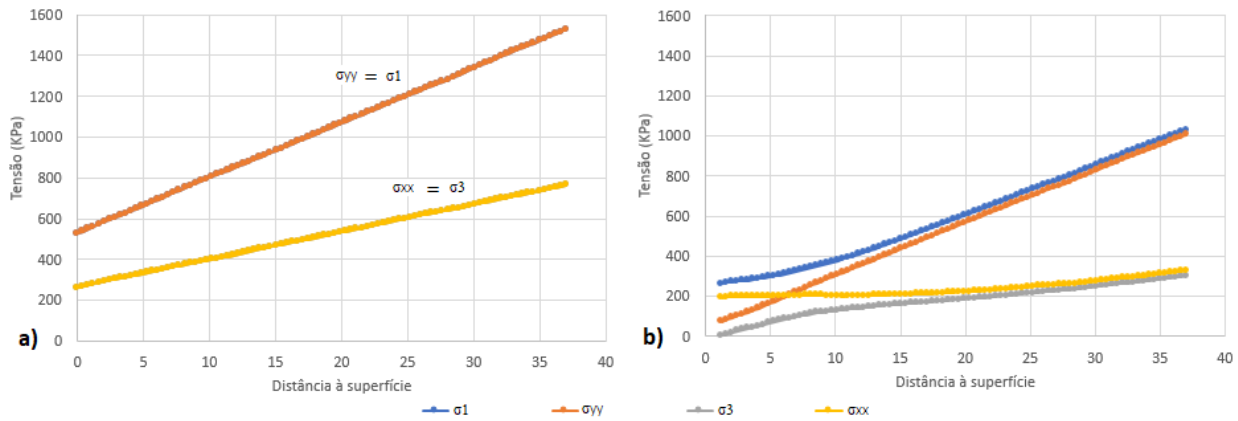


Figura 4.3: Variação de tensões em profundidade. a) Antes da escavação do vale; b) Após escavação do vale.

Como é possível observar pela Figura 4.3, antes da escavação do vale, a evolução das tensões máximas principais σ_1 e as tensões verticais são coincidentes. O mesmo acontece com σ_3 e a tensão horizontal. Uma vez escavado o vale, é possível observar que o valor da tensão vertical (σ_{yy}) é inferior a σ_1 , pelo que a tensão principal máxima já não ocorre na direção vertical como acontecia anteriormente. O mesmo pode ser observado pela análise do σ_{xx} e σ_3 , onde a tensão mínima já não é observada na direção horizontal. Prova-se assim, tal como seria de esperar, a ocorrência de uma rotação das orientações das tensões principais.

Na Figura 4.4 é representado o estado de tensão inicial e a orientação das respetivas tensões principais no maciço em análise. No Anexo A.3.1 são representadas figuras que permitem verificar a evolução do estado de tensão e consequente orientação das tensões principais nas restantes fases da análise.

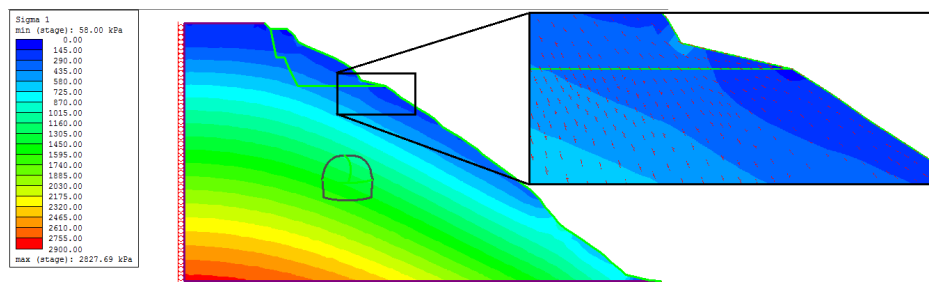


Figura 4.4: Representação do estado de tensão inicial e orientações das tensões principais.

4.2.5 ESTUDO PARAMÉTRICO DAS CARACTERÍSTICAS INTRÍNSECAS DO MACIÇO

4.2.5.1 Parâmetros condicionadores do critério de cedência

O presente ponto tem como objetivo perceber qual a influência do critério de cedência e do estado de tensão inicial em relação ao comportamento do maciço. Uma vez que o maciço em estudo corresponde a um maciço rochoso granítico, o critério de cedência adotado foi o critério de Hoek-Brown.

Tal como foi referido no ponto 2.2.1.2, o critério de Hoek-Brown depende essencialmente de 3 parâmetros: σ_{ci} , GSI e D. No presente ponto, tendo como objetivo analisar a influência de cada um dos parâmetros face ao caso em estudo, foram efetuadas várias modelações. Alterando entre elas apenas um dos parâmetros. Todas as análises em seguida apresentadas foram modeladas para um $K_0 = 1,5$.

i Resistência à compressão uniaxial (σ_{ci})

A resistência à compressão uniaxial está diretamente relacionada com o módulo de deformabilidade da rocha intacta, tendo sido já apresentada a sua relação na expressão 2.9.

Na Figura 4.5 é possível observar a influência de σ_{ci} sobre a envolvente de rotura. A alteração de σ_{ci} resulta num deslocamento da envolvente de rotura, sendo que, com a redução de σ_{ci} é reduzida a resistência do maciço, tanto à tração como à compressão.

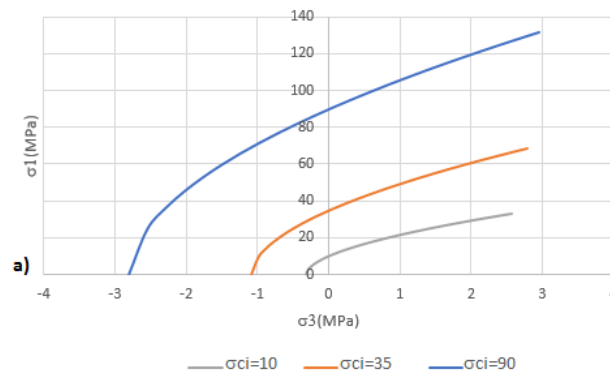


Figura 4.5: Variação da envolvente do critério de Hoek-Brown com o σ_{ci} .

Utilizando os valores de σ_c propostos por Topa Gomes e outros em 2002[68] (representados na Tabela 4.1), como referência para estimar valores de σ_{ci} adequados ao caso em estudo, e tendo em consideração que à zona ZG1, onde se encontra o rolhão, o grau de alteração do maciço corresponde a W2-W3 (Tabela 3.1), foi adotado um valor de $\sigma_{ci} = 45$ MPa.

Tabela 4.1: Valores da resistência à compressão uniaxial face ao grau de alteração do maciço granítico obtidos na escavação do metro do Porto [68].

Grau de alteração	σ_c (MPa)
W1	90-150
W2	30-90
W3	10-35
W4	1-15

Com o intuito de analisar a influência de σ_{ci} foram também analisados $\sigma_{ci} = 90, 35$ e 10 MPa, correspondendo ao limite inferior e superior do intervalo proposto para W3 e limite superior do intervalo proposto para W2, respetivamente. Os valores de E_i associados aos respetivos σ_{ci} são representado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Variação de E_i em função de σ_{ci}

σ_{ci} (MPa)	E_i (MPa)
90	38 250
45	19 125
35	14 875
10	4 250

A evolução das tensões principais em torno da escavação em função da variação do σ_{ci} é representada nos gráficos da Figura 4.6. A evolução dos deslocamentos totais no contorno da escavação em função da variação de σ_{ci} é representada na Figura 4.7.

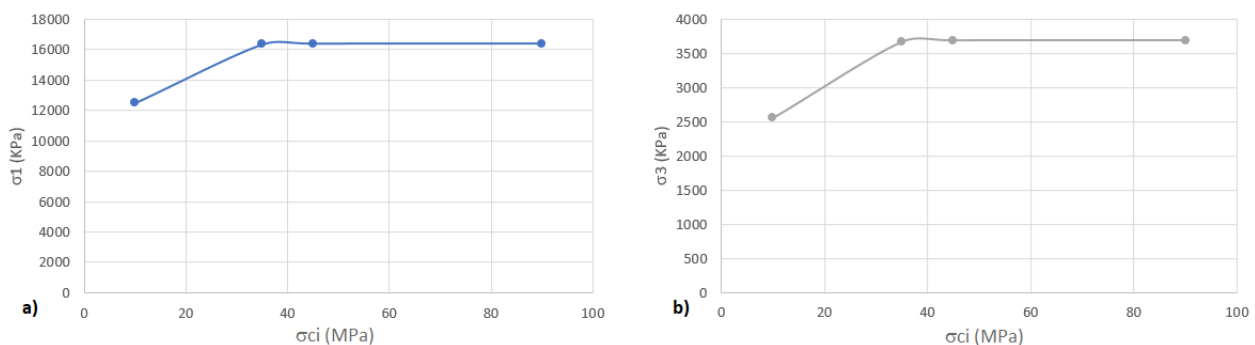


Figura 4.6: Evolução das tensões principais face aos incrementos de σ_{ci} , na envolvente da escavação. a) σ_1 ; b) σ_3 .

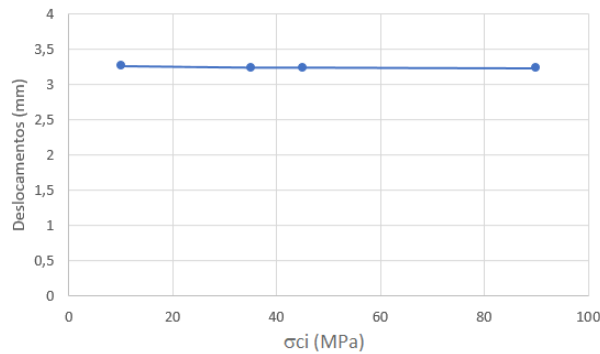


Figura 4.7: Evolução dos deslocamentos totais face aos incrementos de σ_{ci} no contorno da escavação.

Como é possível observar, pela Figura 4.6, a variação do σ_{ci} não tem grande influência no valor das tensões principais, sendo que a maior diferença ocorre para $\sigma_{ci} = 10$ MPa, na ordem dos 24%. Tal variação verifica-se, uma vez que apenas para $\sigma_{ci} = 10$ MPa ocorre plastificação do maciço. Não obstante, trata-se de plastificação local em torno da escavação, com desenvolvimento máximo inferior a 2 m. Quanto aos deslocamentos, tal como é possível verificar na Figura 4.7, os mesmos são desprezáveis, com valores na ordem dos 3mm, independentemente da resistência à compressão da rocha intacta considerada.

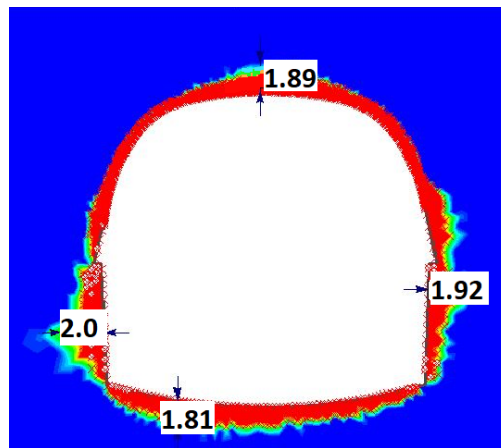


Figura 4.8: Plastificação em torno da escavação para $\sigma_{ci} = 10$ MPa.

ii Geological Strength Index (GSI)

Tal como foi abordado no ponto 2.2.1.2, o valor do GSI está relacionado com a estrutura do maciço. A redução do valor de GSI resulta na redução da resistência do maciço, como é possível visualizar na Figura 4.9.

Na mesma figura, é ainda possível observar a influência que a alteração do GSI provoca no módulo de elasticidade do maciço (E_m). Tendo o mesmo sido estimado com recurso à expressão generalizada de Hoek-Diederichs, apresentada na expressão 2.8.

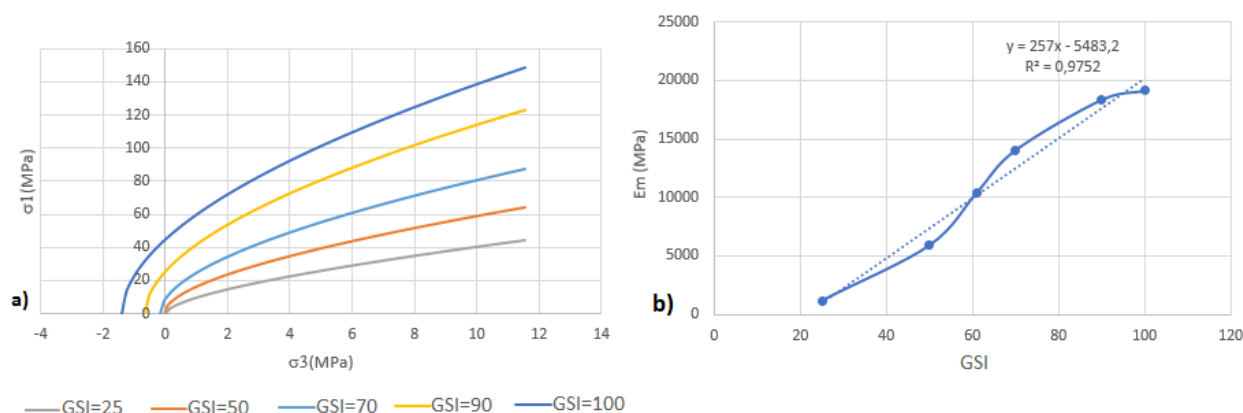


Figura 4.9: Considerando $\sigma_{ci} = 45$ MPa e $D = 0$. a) Variação da envolvente do critério de Hoek-Brown com o GSI. b) Variação de E_m face a GSI.

Os valores apresentados na Tabela 3.1 foram estimados aquando da realização do projeto. No decorrer da escavação do túnel, é possível confirmar a fiabilidade dos mesmos e realizar ajustes se necessário. Na altura em que foi realizado o projeto, foi previsto um RMR para a zona ZG1 de classe II-III. Durante a escavação do túnel, próximo da zona em análise, foi classificado o maciço com um RMR de 66, pelo que se pode concluir que a estimativa proposta em projeto é aceitável. Com base nesse valor, estimou-se o GSI como sendo a subtração de 5 unidades ao valor de RMR_{89} [10].

Para além do $GSI = 61$ estimado, foram modelados $GSI = 50, 40, 35$ e 10 . Na Tabela 4.3 estão representadas as variações nos parâmetros de Hoek-Brown face aos diferentes valores de GSI modelados.

Tabela 4.3: Modulo de elasticidade e parâmetros Hoek-Brown face a diferentes valores de GSI

GSI	E_m (GPa)	mb	s	a
61	10,38	7,95	0,0131	0,503
50	5,875	5,37	0,0039	0,506
40	3,053	3,75	0,0013	0,511
35	2,169	3,14	0,0007	0,516
10	0,583	1,29	0,00005	0,585

Os resultados das modelações estão representados nos gráficos da Figura 4.10.

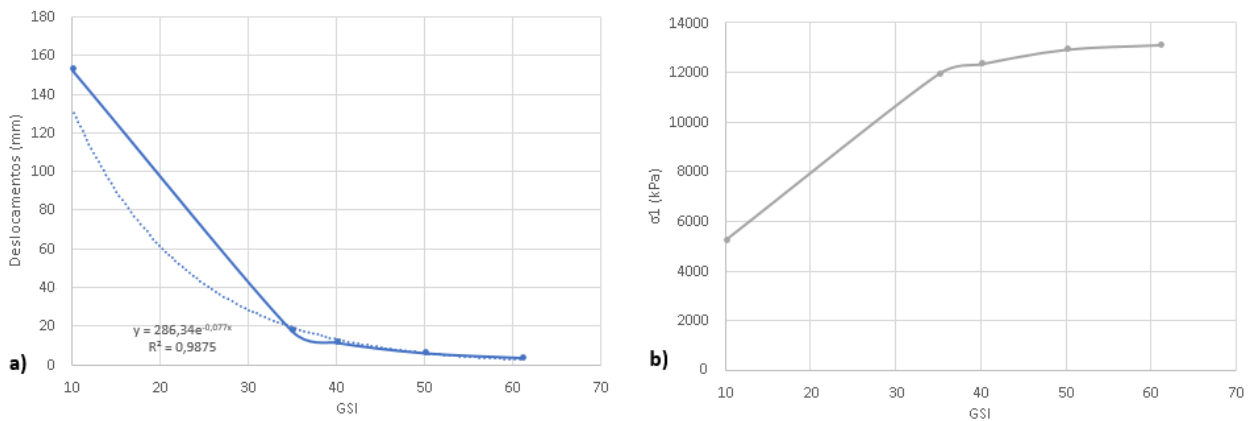


Figura 4.10: a) Variação dos deslocamentos máximos na envolvente da escavação face ao GSI; b) Variação das tensões principais máximas na envolvente da escavação face ao GSI.

Pelos resultados obtidos, podemos concluir que a sucessiva redução do GSI conduz a um aumento exponencial dos deslocamentos na envolvente da escavação, bem como uma redução no valor das tensões principais. Para um GSI superior a 50, os valores dos deslocamentos totais são inferiores a 6 mm, enquanto que para GSI entre 50 e 35 os deslocamentos ultrapassam os 10 mm. Para um GSI de 10, os deslocamentos na periferia do túnel atingem os 15 cm, pelo que ocorreu deformação excessiva na zona envolvente à escavação.

A Figura 4.11 mostra a área plastificada em torno da escavação para um maciço com GSI igual a 10. No Anexo A.3.2 são representadas as evoluções das áreas plastificadas com a evolução do GSI.

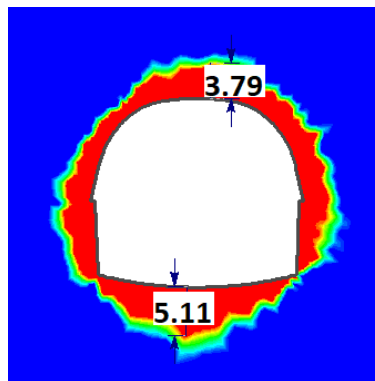


Figura 4.11: Área plastificada na periferia da escavação para um maciço com GSI = 10.

iii Fator de perturbação (D)

Como foi apresentado no ponto 3.2.5, a escavação do maciço é efetuada com recurso a explosivos, pelo que a influência do parâmetro D é relevante.

A par do que acontecia com GSI, a resistência do maciço é influenciada pela variação do valor do parâmetro D. Um aumento do valor de D é traduzido na perda de resistência do maciço, sendo a mesma repercutida na

inclinação da envolvente do critério de cedência, como pode ser observado na Figura 4.12. Na mesma figura é também apresentada a variação do módulo de deformabilidade com a o aumento do valor de D.

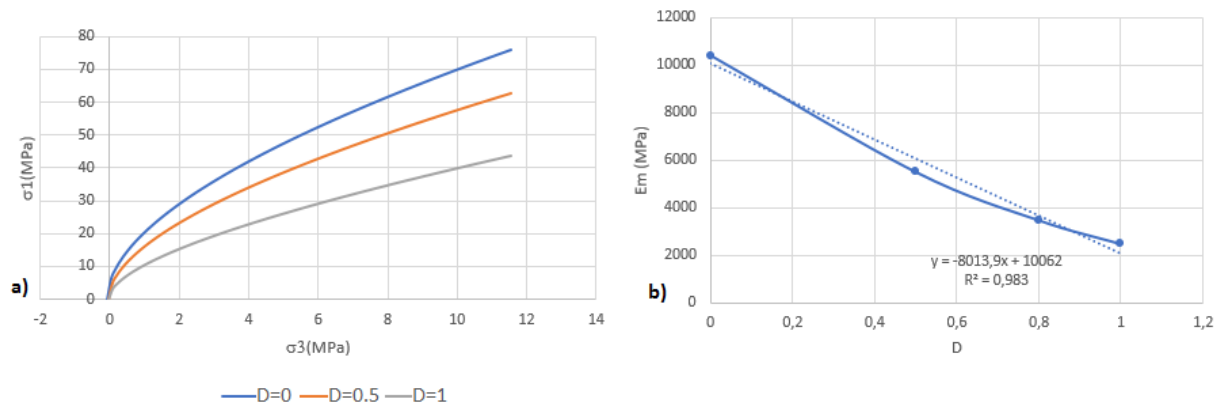


Figura 4.12: Considerando $\sigma_{ci} = 45$ MPa e GSI = 61. a) Variação do critério de Hoek-Brown com o D. b) Variação de E_m face a D.

Posto isto, realizou-se uma nova análise onde foi considerado o parâmetro D com valor igual a 0,8, de forma a modelar a situação mais gravosa, em que ocorrem desmontes de baixa qualidade resultando em perturbações locais graves com 2 a 3 m de profundidade. Na Tabela 4.4 estão representados os parâmetros do critério de cedência de Hoek-Brown quando considerado o parâmetro D. Os resultados são representados na Figura 4.13

Tabela 4.4: Modulo de Elasticidade e parâmetros Hoek-Brown para D=0.8

D	E_m (GPa)	mb	s	a
0.8	3,468	3,14	0,0030	0,503

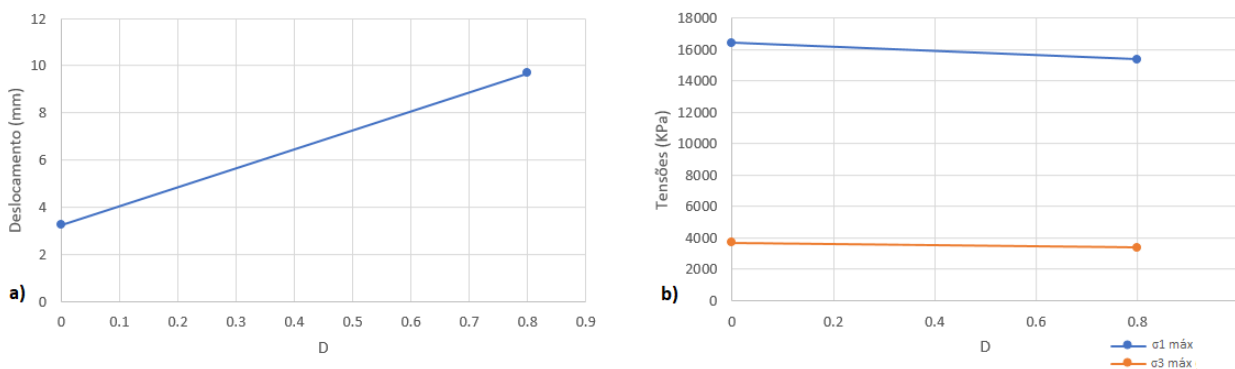


Figura 4.13: a) Variação dos deslocamentos em função do valor de D; b) Variação das tensões principais em função do valor de D.

Mediante a análise do gráfico da Figura 4.13 é possível observar que os deslocamentos máximos triplicam o seu valor quando considerado o parâmetro D, no entanto, é de realçar que os mesmos continuam reduzidos, como tal pouco problemáticos, uma vez que rondam o centímetro. Analisando a evolução das tensões, constata-se que as mesmas diminuem ligeiramente, contudo, são variações muito reduzidas, na ordem dos 6% para σ_1 e 8% para σ_2 face à situação em que é considerado $D = 0$.

Conclui-se assim que o parâmetro D, para o presente caso, tem pouca influência no estado de tensão do maciço.

4.2.5.2 Estado de tensão inicial

Com o intuito de perceber como é que o estado de tensão inicial influencia o comportamento do maciço, foram realizadas 3 modelações que diferem entre si apenas no valor de K_0 . Na Figura 4.14 é representado um alinhamento vertical a partir do fecho da abóbada da secção escavada e um alinhamento horizontal a partir do ponto a meia altura do hasteal direito. Os gráficos apresentados na Figura 4.15 descrevem a evolução dos deslocamentos radiais sofridos ao longo ao longo dos alinhamentos descritos.

Pela análise da Figura 4.15 é possível observar que para $K_0 = 0,5$ os maiores deslocamentos verificam-se ao longo do coroamento, o que decorre da tensão vertical inicial ser superior à tensão horizontal inicial. Contrariamente, para $K_0 = 1,5$ os maiores deslocamentos ocorrem segundo a direção perpendicular aos hasteias, visto que a tensão horizontal inicial é superior à tensão vertical inicial.

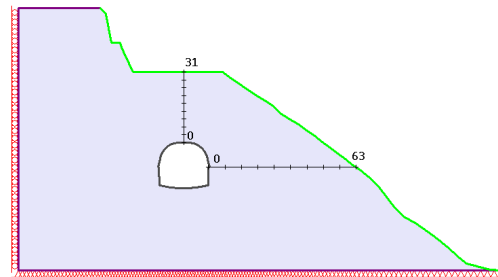


Figura 4.14: Representação dos alinhamentos segundo os quais são medidos os deslocamentos.

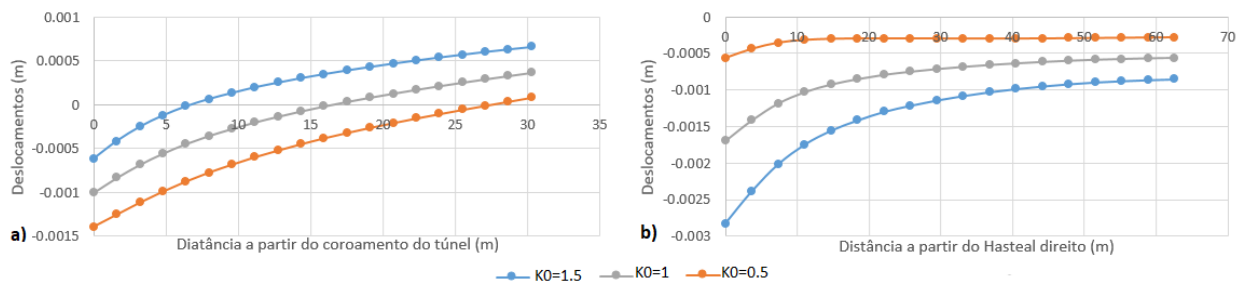


Figura 4.15: Deslocamentos radiais ao longo dos alinhamentos representados na Figura 4.14. a) Ao longo do alinhamento vertical; b) Ao longo do alinhamento horizontal.

No que respeita as tensões principais no contorno da escavação, um aumento do K_0 conduz a um aumento do valor das tensões principais na periferia da escavação, como representado na Figura 4.16, uma vez que previamente à escavação, na zona em análise o maciço estaria sujeito a tensões superiores.

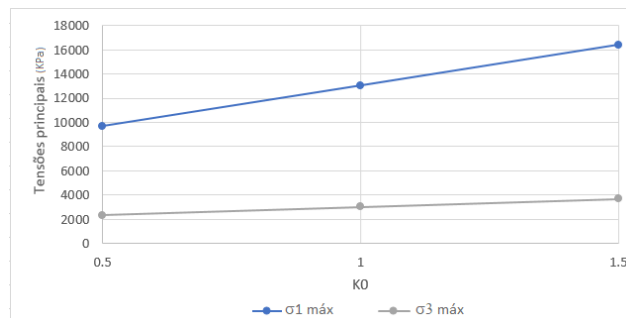


Figura 4.16: Variação do valor das tensões principais com o K_0

4.2.6 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

No ponto 3.4 foi descrito o faseamento construtivo projetado para a zona corrente do túnel e do rolhão. No presente ponto, pretende-se perceber em que medida a adoção de um faseamento construtivo influencia o comportamento do maciço.

O faseamento construtivo foi modelado com recurso ao comando *load split*, criando alívios de tensão graduais ao longo de várias fases na zona a escavar, permitindo a deformação gradual do maciço e consequentes redistribuições de tensões. Simulando assim, os sucessivos avanços e colocação de suporte durante a escavação do túnel. Os valores de *load split* adotados estão descritos na Tabela 4.5

Tabela 4.5: Alívios de tensão adotados aquando da modelação do faseamento construtivo

descrição	Fase	Área (m^2)	Área (%)	Alívio de Tensão (%)	Load split
Antes escavação do vale	1	0	0%	0%	0
Escavação do vale	2	0	0%	0%	0
Escavação do talude	3	0	0%	0%	0
Desmorte do rolhão	1ª Fase Alívio	117	31%	60%	-0,19
	Escavação e suporte			40%	-0,13
	2ª Fase Alívio	96,5	26%	60%	-0,16
	Escavação e suporte			40%	-0,10
	3ª Fase Alívio	160	43%	60%	-0,26
	Escavação e suporte			40%	-0,17
Área total (m^2)	373.5				1

No que respeita ao suporte, tal como descrito no ponto 3.3, aquando da escavação da 1ª Fase, são colocados 6 cm de betão projetado. Ao escavar a 2ª Fase é colocado o respetivo suporte (30 cm de betão projetado) e são acrescentados à 1ª Fase 24 cm de betão projetado. Após a escavação da 3ª Fase são colocados 30 cm de betão projetado. Foi considerado que o betão projetado possui um modelo de comportamento com as características $\nu = 0.2$ e $E = 30$ GPa.

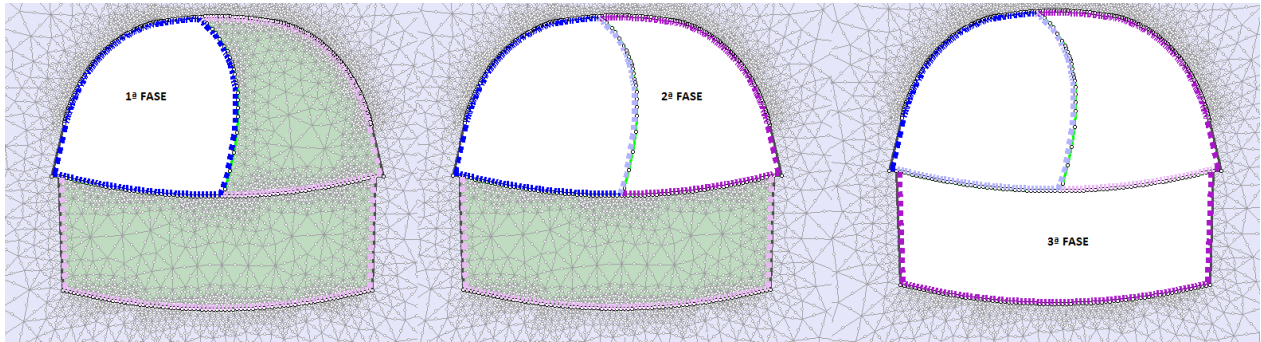


Figura 4.17: Modelação dos suporte ao longo das fases de escavação.

Nos gráficos presentes na Figura 4.18 estão representadas as variações sofridas no que respeita os deslocamentos e tensões principais máximas obtidas na periferia do rolhão em função do valor de GSI, para um maciço com $K_0 = 1, 5$, $\sigma_{ci} = 45$ MPa, $D=0$.

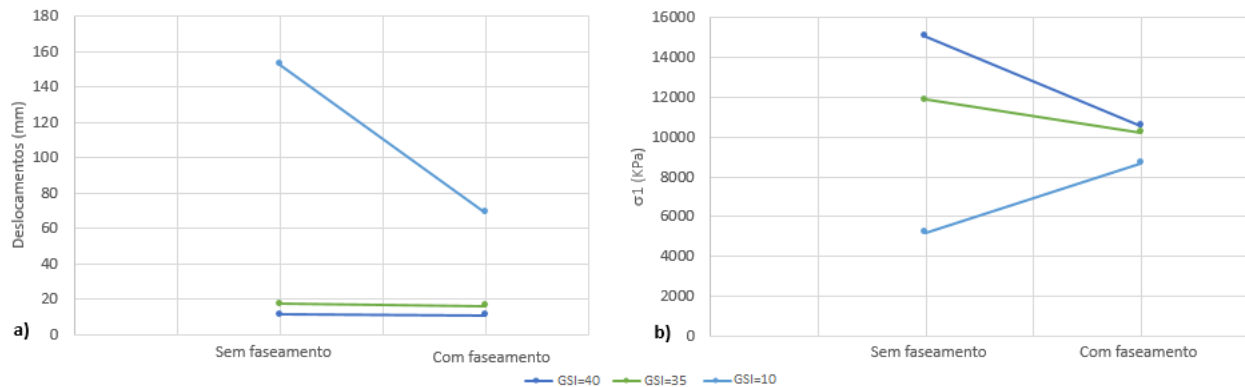


Figura 4.18: Influência do faseamento construtivo em função do GSI, para um maciço com $\sigma_{ci} = 45$ MPa, $D = 0$ e $K_0 = 1, 5$. a) Variação dos deslocamentos; b) Variação da tensão principal máxima na periferia do rolhão.

Pela análise dos gráficos da Figura 4.18 é possível observar que realizando uma escavação faseada os deslocamentos sofridos em torno do rolhão se reduzem. Tal variação é mais notória para um maciço com $GSI = 10$, uma vez que o mesmo sem faseamento construtivo sofria deslocamentos na ordem dos 14 cm, como tal, estaria sujeito a deformações excessivas. Para maciços com GSI de 40 e 35, a variação de deslocamentos sofridos não é tão acentuada, sendo respetivamente, na ordem dos 3% e 6% face ao GSI de 45.

No que respeita às tensões principais máximas na periferia do rolhão é possível observar que, para uma

análise sem faseamento construtivo, a redução do valor de GSI conduz a uma diminuição das tensões mobilizadas no maciço, tal decorre do facto de o maciço com menor GSI ter menor capacidade resistente. Aquando da escavação com faseamento construtivo, as tensões na periferia do túnel diminuem consideravelmente, o que poderá ser explicado por parte das tensões serem suportadas pelo suporte, aliviando assim o maciço. Contudo, tal não ocorre para o maciço com $GSI = 10$, pois sem faseamento construtivo ocorre a plastificação do maciço em torno da escavação (Figura 4.11). Posto isto, ao realizar a escavação faseada com sucessiva colocação de suporte, a redistribuição de tensões ocorre de forma gradual entre o maciço e o suporte, originando uma tensão principal mínima superior a zero (contrariamente ao que acontecia na escavação sem suporte), assim sendo, a maior mobilização de tensões normais conduz a uma maior resistência ao corte.

4.3 MODELAÇÃO DA SECÇÃO LONGITUDINAL

Com o objetivo de analisar o comportamento do rolhão ao longo da sua extensão, no presente ponto foi modelada a secção longitudinal do túnel na zona do rolhão.

4.3.1 GEOMETRIA, MALHA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA

Com base no que foi descrito em 4.1.2 optou-se por criar um modelo axissimétrico, cuja secção da escavação é variável ao longo do seu eixo longitudinal, como referido no ponto 4.1.3. Ao modelo foi atribuído um estado de tensão inicial constante, com valor igual a 430 kPa. Tal valor corresponde à média das tensões principais obtidas ao longo do alinhamento vertical que passa pelo eixo do rolhão, representado na Figura 4.14.

Na Figura 4.19 está representada a geometria do modelo utilizado, bem como, as suas dimensões. Nessa mesma imagem o rolhão é representado a amarelo.

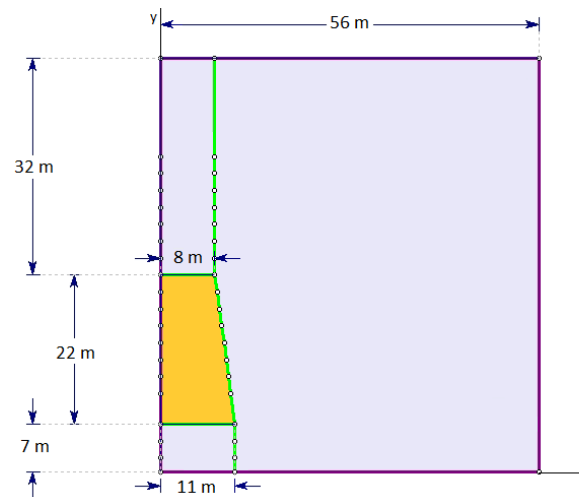


Figura 4.19: Geometria do modelo axissimétrico utilizado. As distâncias estão representadas em metros.

A fronteira vertical direita do modelo encontra-se a 56 m de distância do eixo do túnel, correspondendo à distância, medida na vertical, de todo o maciço sobrejacente ao centro do rolo na secção média. A fronteira inferior encontra-se a 7 m da face de montante do rolo, enquanto a fronteira superior é situada a 32 m da face de jusante do mesmo. As faces de jusante e montante do rolo possuem respetivamente 8 e 11 m de raio.

No que respeita aos apoios, foram considerados apoios de roletes em toda a envolvente do modelo, exceto na fronteira vertical direita, onde foram considerados apoios duplos.

A malha utilizada, tal como na modelação da secção transversal, corresponde a uma malha graduada constituída por elementos triangulares de 6 nós. A malha e os apoios estão representados na Figura 4.20.

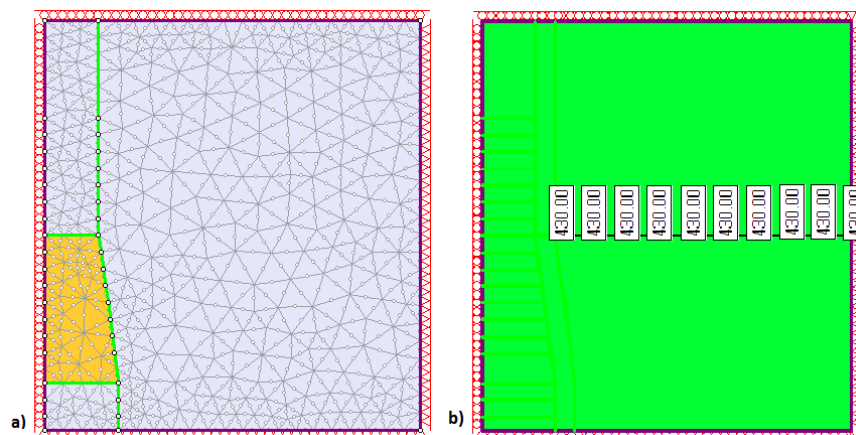


Figura 4.20: a) Apoios e malhas adotados no modelo axissimétrico; b) Estado de tensão inicial no maciço.

4.3.2 SEQUÊNCIA DE PROCEDIMENTOS

Visto que a escavação provoca alterações na sua envolvente é esperado que o maciço comece a sofrer deformações numa altura em que a escavação ainda se encontre distante do ponto em análise. Tendo este aspeto em consideração, e querendo analisar o comportamento do maciço e eficácia do rolhão é de interesse modelar o faseamento da escavação.

A sequência de escavações foi modelada com recurso a diferentes fases. Inicialmente a escavação do túnel ocorre simultaneamente de montante para jusante e de jusante para montante, no entanto, após escavados os 7 m a montante, a escavação prossegue apenas pelo lado de jusante do rolhão. Cada fase de modelação consiste num avanço da escavação com colocação de suporte no avanço anterior. O betão projetado, tendo em consideração o exposto no ponto 3.4.1, possui 10 cm de espessura, $\nu = 0.2$ e $E = 30$ GPa. Na Figura 4.21 está representado o processo descrito.

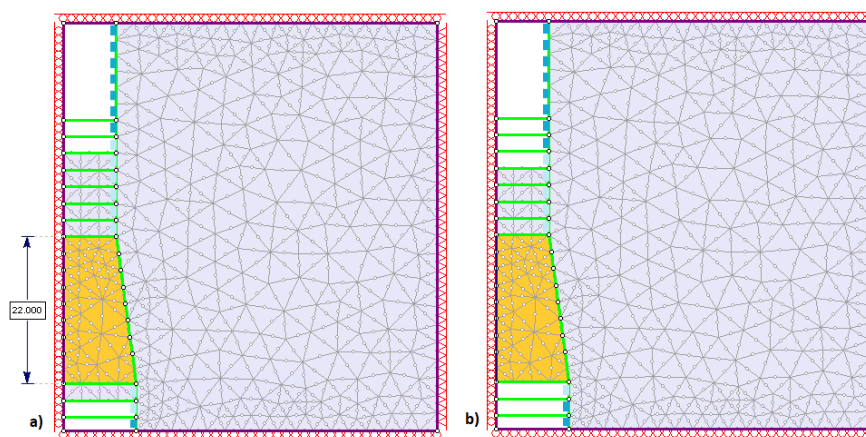


Figura 4.21: Escavação e colocação de suporte. a) Numa fase i; b) Numa fase i+1.

Tendo por base o que foi descrito no ponto 3.4, foram modelados avanços da escavação com comprimentos de 2,5 m. Note-se que, na realidade o túnel seria escavado em duas fases, sendo que inicialmente seria escavada a zona superior do túnel, e apenas numa segunda etapa seria realizado o rebaixamento da escavação. No modelo em análise, tratando-se de um modelo axissimétrico, cada avanço de escavação modelado corresponde à escavação total do túnel nessa secção, sendo uma simplificação necessária de forma a prosseguir a análise.

Finalizada a escavação da zona corrente do túnel simulou-se a progressão da escavação do rolhão com iguais avanços, tendo como objetivo averiguar qual a espessura mínima deste, que permite garantir as condições de segurança no caso de perda de funcionalidade da ensecadeira.

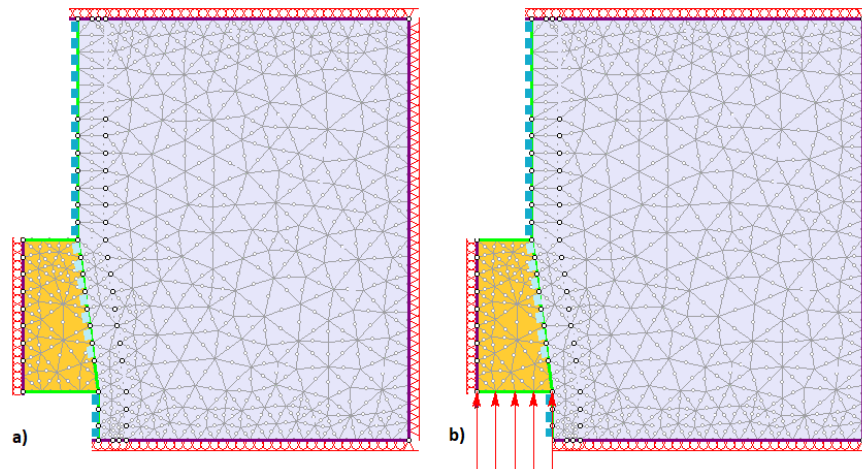


Figura 4.22: a) Escavações do túnel concluídas; b) Aplicação da pressão da água na face de montante do rolhão.

4.3.3 EVOLUÇÃO DAS TENSÕES

Tal como foi escrito no ponto 3.3.3 o estado de tensão do maciço aquando da sua entrada em serviço é crítico para o seu desempenho. Assim sendo, numa primeira fase foi procurado estudar a variação do estado de tensão ao longo das principais fases da conceção e funcionamento do rolhão.

Assim sendo, numa primeira fase, foi procurado estudar como varia o estado de tensão na envolvente do rolhão com a evolução da escavação do túnel a jusante do mesmo. Foram então medidos os valores das tensões radiais (transversais ao eixo longitudinal do túnel), as tensões principais máximas e os deslocamentos ao longo da periferia da escavação a jusante e ao longo do rolhão, durante as diferentes fases de escavação do túnel. Os valores obtidos foram comparados com a distribuição de tensões e deslocamentos verticais propostos para escavações similares em maciços terrosos [41], representada na Figura 4.23.

Na Figura 4.24 é representada uma fase, doravante denominada fase J, em que a escavação do túnel a jusante completa os 32 m de extensão, sendo que não foram realizadas escavações a montante do rolhão nem foi aplicada a pressão da água ao rolhão. Ao maciço foi atribuído um $\sigma_{ci} = 45$ MPa, $GSI = 45$ e $D = 0,3$. Os resultados obtidos para a fase J são representados nos gráficos da Figura 4.25. No Anexo A.4.1 estão representadas as tensões ao longo das várias fases de escavação a jusante do rolhão (fases anteriores à fase J) e a respetiva orientação das tensões.

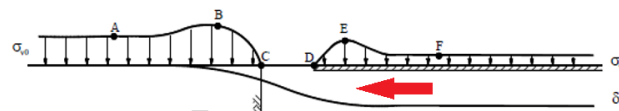


Figura 4.23: Evolução das tensões e deslocamentos verticais na escavação de um túnel em solo, segundo perfil longitudinal. (Seta a vermelho indicativa do sentido da escavação) [41]

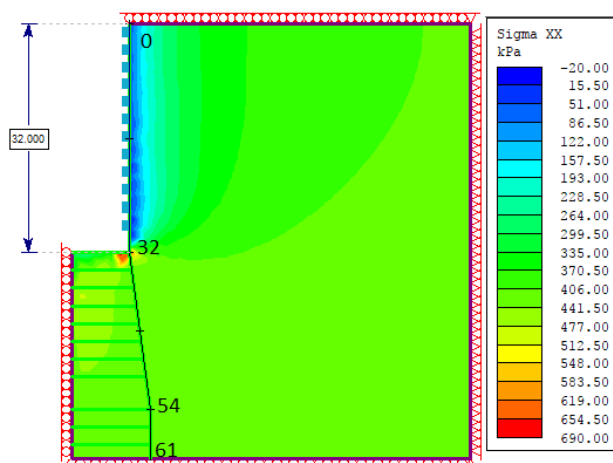


Figura 4.24: Tensões radiais ao longo da escavação do túnel a jusante do rolhão na fase J.

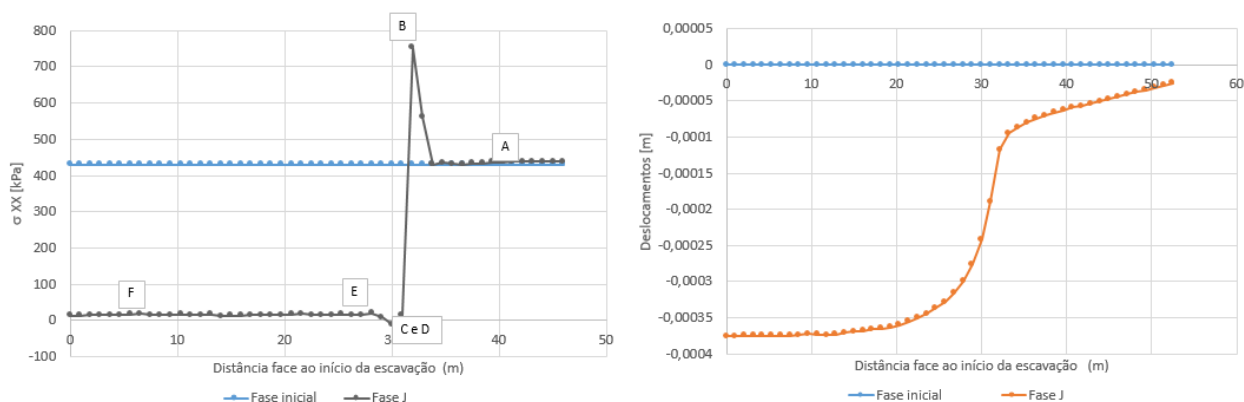


Figura 4.25: a) Tensões na direção radial ao longo do desenvolvimento do túnel durante a fase J; b) deslocamentos radiais ao longo do desenvolvimento do túnel durante a fase J.

Podemos observar, pela Figura 4.25 que os resultados obtidos são coerentes com o que seria de esperar. As tensões ao longo do suporte são aproximadamente constantes e com valor reduzido face ao estado de tensão inicial, resultante da redistribuição de esforços ao longo da escavação. Nos metros que antecedem a escavação ocorre um pico de tensão, que no caso do maciço rochoso é pouco evidente, seguida de um anulamento das tensões, a que corresponde a zona escavada e sem suporte. No seguimento do alinhamento do túnel, no maciço ainda por escavar, ocorre um aumento significativo das tensões, mais uma vez resultante da transferência de esforços e consecutiva redução das mesmas, até ao ponto em que coincidem de novo com o estado de tensão inicial. No que respeita os deslocamentos, é possível observar que as maiores variações ocorrem durante a escavação e nos metros de terreno que a precedem e sucedem. Nas zonas já escavadas, os deslocamentos tendem a convergir para um valor final, enquanto, nas zonas a montante da escavação resultam variações de deslocamentos sucessivamente inferiores face à situação inicial.

Após analisar as tensões com direção radial, tendo o seu resultado sido coerente com o expectável, foram

analisadas as tensões principais máximas. Na Figura 4.26 estão representadas as tensões σ_1 ao longo da escavação durante a fase J. As restantes fases anteriores a J estão representadas no Anexo A.4.1.

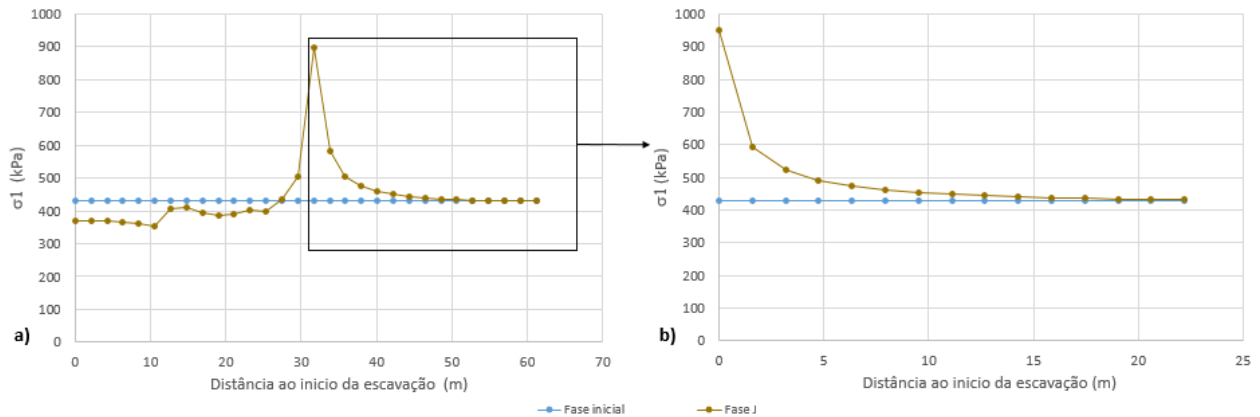


Figura 4.26: Tensões principais máximas no contorno da escavação ao longo de um corte longitudinal durante a fase J: a) Ao longo da periferia do túnel e rolhão; b) Apenas zona do rolhão.

Pela análise da Figura 4.26, podemos constatar que o valor máximo de σ_1 ocorre à distância do início de escavação de 32 m, coincidente com o fim da escavação de jusante, tal como seria de esperar. Na zona do rolhão, à medida que se distancia da frente da escavação os valores da tensão aproximam-se do estado de tensão inicial, provando que a partir de certa distância a escavação deixa de ter influência no comportamento do maciço. No percurso já escavado, as tensões máximas são ligeiramente inferiores às do estado de tensão inicial, tal decorre da distribuição de tensões que existiu durante a escavação. Em comparação com Figura 4.25 é possível depreender que ocorreu uma rotação das orientações das tensões principais, uma vez que o seu valor já não coincide com as tensões radiais.

Até agora, foram analisadas apenas as tensões quando escavado o túnel apenas pelo lado de jusante. Na Figura 4.27 é representado o rolhão após serem realizadas as escavações a montante e a jusante do mesmo e antes de ser aplicada a pressão da água. A representação da distribuição das tensões principais no rolhão, para tal situação, é apresentada na Figura 4.28.

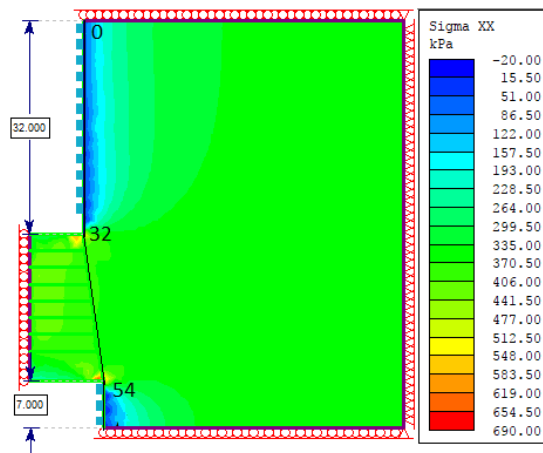


Figura 4.27: Tensões radiais ao longo da escavação do túnel a montante e jusante do rolhão.

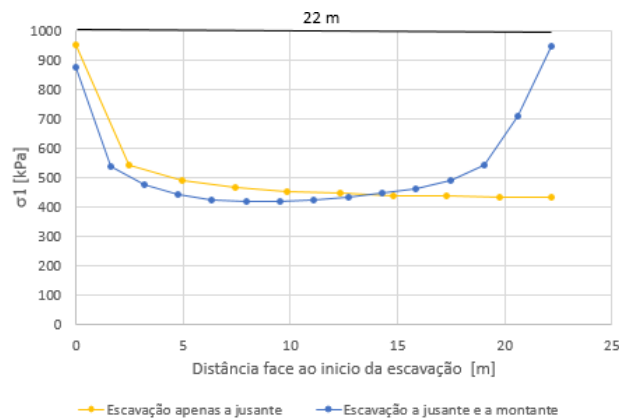


Figura 4.28: Tensões principais máximas na zona do rolhão.

Como é possível observar na Figura 4.28, a distribuição das tensões sobre o rolhão resulta da influência da escavação em ambas as faces do mesmo. Em concordância com o exposto para a Figura 4.26, as tensões máximas são mobilizadas na envolvente das faces do rolhão, sendo a tensão a montante superior à tensão em jusante, uma vez que aí o diâmetro escavado é superior.

4.3.4 CRITÉRIO DE CEDÊNCIA

Tal como foi realizado na secção transversal (ponto 4.2.5.1) foi efetuado um estudo paramétrico em função dos parâmetros do critério de cedência (Hoek-Brown), de forma a compreender a influência dos parâmetros σ_{ci} , GSI e D no comportamento longitudinal do rolhão. Por se tratar de um modelo axissimétrico K_0 assume o valor 1.

- i Resistência à compressão uniaxial (σ_{ci})

A par do que se analisou no modelo transversal do rolhão, realizaram-se diversas modelações variando entre si apenas o valor de σ_{ci} . Os valores σ_{ci} analisados foram os mesmos adotados no ponto 4.2.5.1: 90 MPa, 45 MPa, 35 MPa e 10 MPa. Os valores atribuídos a GSI e D foram respetivamente 61 e 0.

Para cada uma das análises, após a aplicação da pressão da água a montante, foi reduzido progressivamente o tamanho do rolhão, analisando para cada avanço o valor da tensão máxima a que estaria sujeito o maciço em torno da escavação e o valor do deslocamento máximo sofrido na face de jusante do rolhão. Os gráficos da Figura 4.29 apresentam para dimensões de rolhão entre 22 m e 5 m, as tensões máximas instaladas na periferia do rolhão e os deslocamentos máximos na face de jusante do mesmo, para maciços com diferentes valores de σ_{ci} .

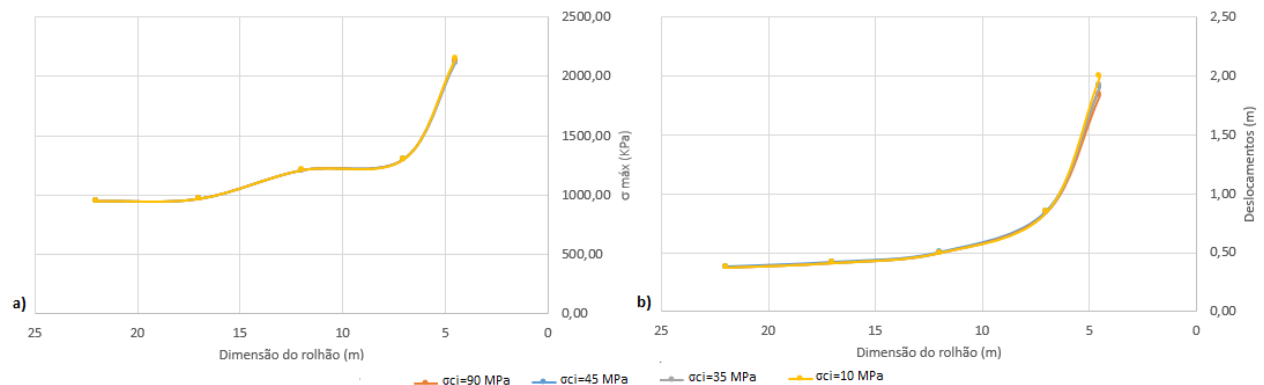


Figura 4.29: a) Evolução do valor das tensões principais máximas no maciço em função da diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de σ_{ci} ; b) Evolução dos deslocamentos na face de jusante do rolhão em função da diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de σ_{ci} .

Pela análise da Figura 4.29 podemos constatar que a variação do valor da tensão principal máxima na periferia do rolhão para diferentes dimensões do mesmo é independentemente do valor de σ_{ci} , uma vez que os gráficos são coincidentes. A mesma conclusão pode ser atribuída à análise dos deslocamentos do rolhão.

A diminuição da dimensão do rolhão conduz a aumentos das tensões máximas e dos deslocamentos no mesmo, sendo que para um rolhão com 5 m de desenvolvimento, os deslocamentos máximos atingem apenas os 2 mm. Pelo que podemos concluir que o valor de σ_{ci} , para a gama de valores testados, tem pouca influência no comportamento longitudinal do rolhão.

ii Geological Strength Index (GSI)

Foi repetido o procedimento descrito no ponto i, alterando agora, em vez do σ_{ci} o valor do GSI.

Foram analisadas quatro modelações, cada uma associada a um $\sigma_{ci} = 45$ MPa e $D = 0$. No que respeita ao GSI, foram analisados GSI = 61, 50, 40 e 35. Os parâmetros de Hoek-Brown associados, são representados na Tabela 4.3.

Os resultados obtidos encontram-se representados na Figura 4.30.

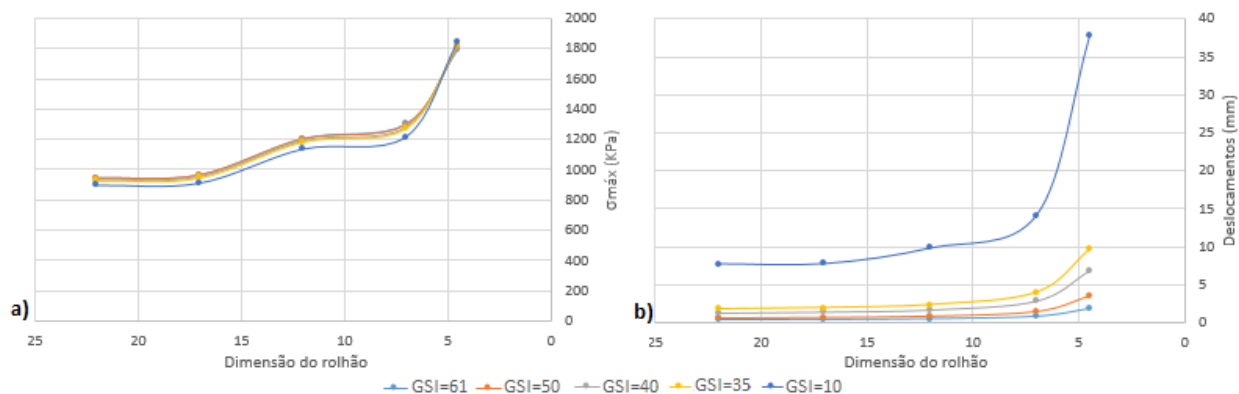


Figura 4.30: a) Evolução das tensões principais máximas no maciço em função da diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de GSI. b) Evolução dos deslocamentos na face de jusante do rolhão em função da diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de GSI.

Como é possível observar pelos gráficos da Figura 4.30, as evoluções das tensões principais na periferia do rolhão são coincidentes, existindo apenas uma ligeira redução para $GSI = 10$. No que respeita aos deslocamentos, verifica-se que uma diminuição do valor de GSI provoca um aumento dos deslocamentos sofridos na face de jusante do rolhão. Tais deslocamentos são apenas significativos para um maciço com $GSI = 10$ e um rolhão com 5m de extensão, onde os deslocamentos máximos são aproximadamente 4 cm.

iii Fator de perturbação (D)

O fator D, tratando-se de um fator de perturbação resultante da escavação com recurso a explosivos, deve apenas ser aplicado à zona do maciço que será afetada pela mesma. No presente trabalho, considerando como referência o proposto por Hoek-Brown [24], foi considerado que a zona do maciço afetada pela escavação com recurso a explosivos (e como tal com $D > 0$) abrange até 3m em torno da área escavada.

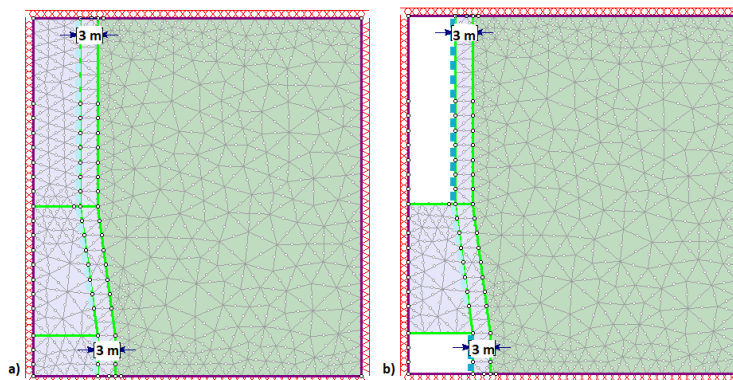


Figura 4.31: Geometria utilizada para a modelação da escavação com recurso a explosivos. A cinzento claro está representada a zona afetada por D. a) Antes da escavação do túnel; b) Após a escavação do túnel e colocação de suporte.

Admitindo $\sigma_{ci} = 45$ MPa e $GSI = 61$ (mesmos valores adotados na análise da secção transversal), para diferentes valores de D foi reduzida progressivamente a dimensão do rolhão, analisando para cada fase as tensões principais máximas na periferia da escavação e deslocamentos máximos na face de jusante do rolhão. Os resultados estão representados na Figura 4.32. Na Tabela 4.6 são apresentados as variações nos parâmetros de Hoek-Brown associados à alteração de D .

Tabela 4.6: Modulo de Elasticidade e parâmetros Hoek-Brown face a diferentes valores de D

D	E(GPa)	mb	s	a
0	10,85	7,95	0,0131	0,503
0,3	7,56	6,23	0,0081	0,503
0,5	5,75	5,00	0,0055	0,503
0,8	3,63	3,14	0,0027	0,503

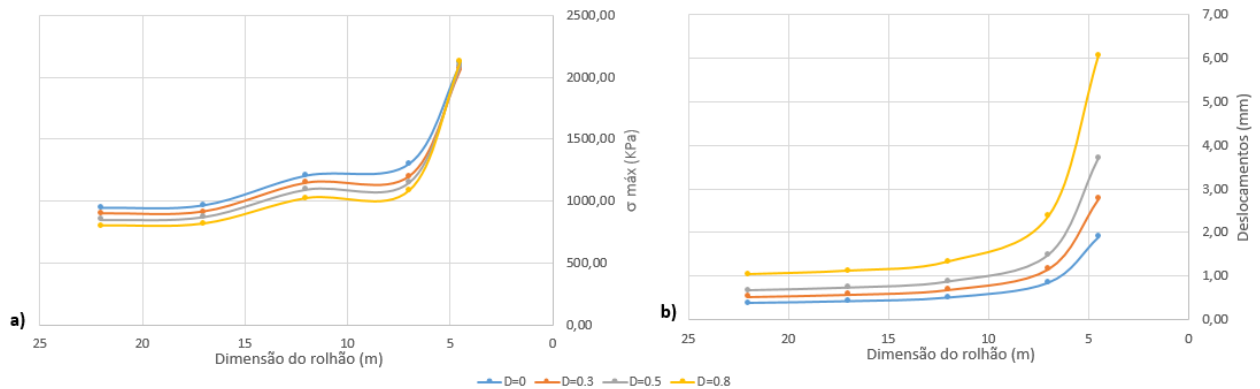


Figura 4.32: a) Evolução das tensões principais máximas no maciço em função da diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de D . b) Evolução dos deslocamentos na face de jusante do rolhão em função diminuição do comprimento do rolhão para diferentes valores de D .

Ao contrário do que acontecia com a variação do σ_c e do GSI , os valores das tensões principais máximas no maciço variam com o fator D , sendo que as variações máximas ocorrem entre $D = 0$ ou $D = 1$, na ordem dos 23%. A alteração do fator D gera variações nos deslocamentos na ordem dos 75% entre $D = 0$ e $D = 1$, sendo os valores dos mesmos tanto maiores quanto mais próximo da unidade for o valor D . Note-se contudo, que os deslocamentos máximos apresentados são da ordem dos mm, como tal desprezáveis. A influência do parâmetro D apenas seria significativa se acompanhada de uma redução do valor de GSI . Pelo que se conclui que, para as condições do caso em estudo, a qualidade da detonação tem apenas influência em maciços de menor resistência.

4.4 CASO DE ESTUDO

4.4.1 CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO

Doravante, e terminado o estudo paramétrico, a análise do comportamento do rolhão é efetuada considerando os parâmetros associados ao critério de cedência para a zona geotécnica em que se encontra o rolhão (zona ZG1), propostos em projeto [57]. Tais parâmetros são representados na Tabela 4.7

Tabela 4.7: Parâmetros resistentes do maciço

Zona geotécnica		ZG1	
σ_{ci} (MPa)		60	
mi		32	
GSI		55	
D		0,3	0
Parâmetros maciço rochoso	σ_c (MPa)	3,648	4,826
	σ_t (MPa)	0,048	0,063
	σ_{cm} (MPa)	17,58	20,348
Hoek-Brown	m_b	4,831	6,415
	s	0,00387	0,00674
	a	0,504	0,504

4.4.2 PARTICULARIDADES DO CASO DE ESTUDO

Com interesse em analisar a estabilidade global do rolhão face ao deslizamento, foi considerada uma superfície de deslizamento cilíndrica com eixo de revolução coincidente com o eixo longitudinal do rolhão e raio igual ao da face de jusante do mesmo. Tal superfície foi modelada como um junta com extremidades livres, representado a rosa na Figura 4.33 c). Da mesma forma, foi modelado uma falha que atravessa o rolhão transversalmente, distando a mesma 12 m da face de montante do rolhão. A falha encontra-se representada a azul na Figura 4.33 c). Foi ainda aplicada uma carga uniformemente distribuída, correspondente à pressão exercida pela água da albufeira na face de montante do rolhão, na eventualidade de ocorrer perda de funcionalidade da ensecadeira.

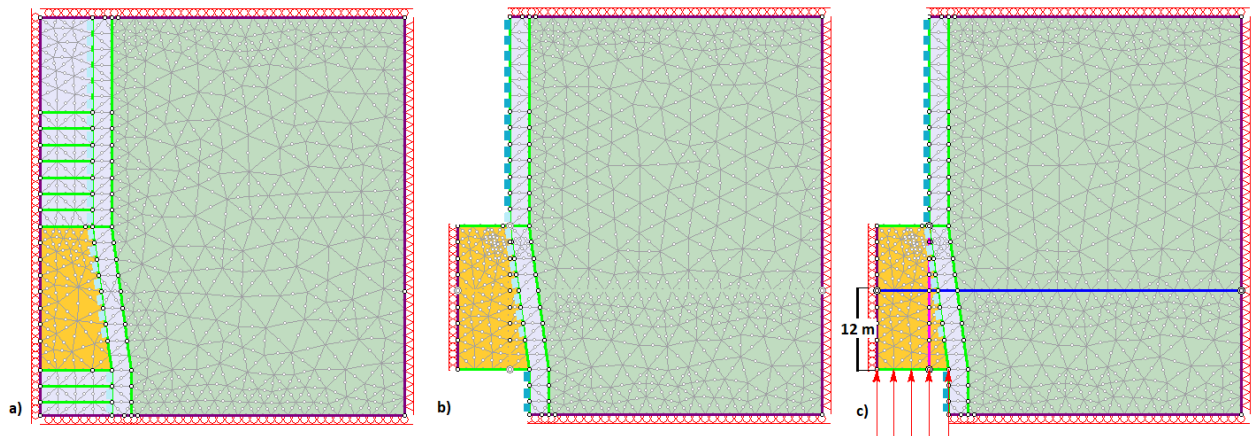


Figura 4.33: a) Estado inicial da modelação; b) Fim de escavação da zona corrente do túnel; c) Consideração da superfície de deslizamento (linha a rosa), falha a meio rolo (linha a azul) e carga na face de montante.

4.4.3 CONSIDERAÇÃO DE UMA FALHA PERPENDICULAR AO EIXO DO ROLHÃO

Como referido anteriormente, foi colocada a hipótese de existir uma falha vertical na zona do rolo sendo, no entanto, desconhecida a sua localização exata. De forma a compreender as implicações que a mesma possui no funcionamento do rolo foi criado um modelo cuja falha, como descrito no ponto 4.3.2, se situa a uma distância de 12 m da face de montante do rolo.

Foi considerado que a falha transversal ao eixo do rolo se encontra preenchida por granítico com grau de alteração W4. No que respeita a caracterização da superfície de deslizamento cilíndrica, recorreu-se ao programa *RocData* de forma a obter os parâmetros de Mohr-Coulomb que melhor se ajustem ao critério de Hoek-Brown associado ao maciço, supondo assim que as descontinuidades se encontram sem preenchimento. Os parâmetros utilizados encontram-se na Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Parâmetros de Mohr-Coulomb associados à superfície de deslizamento e à falha.

	Superfície de deslizamento	Falha preenchida (W4)
c(kPa)	500	25
$\phi(^{\circ})$	63	38

Foram obtidos os deslocamentos e as tensões de corte mobilizadas ao longo da superfície de deslizamento aquando da entrada em funcionamento do rolo. Tal cenário é ilustrado na Figura 4.34. Os gráficos representados na Figura 4.35 apresentam as evoluções das tensões de corte e deslocamentos ao longo do rolo, em função da sua dimensão.

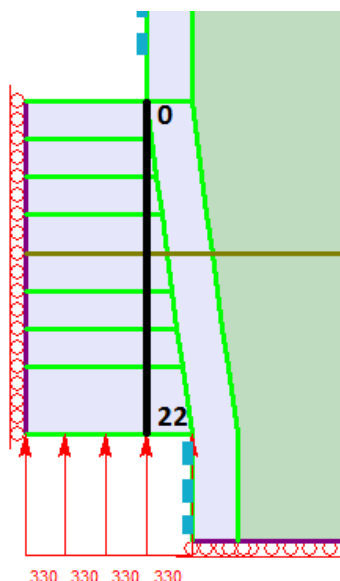


Figura 4.34: Representação (a preto) do alinhamento sobre o qual são medidos os deslocamentos e tensões apresentadas na Figura 4.35.

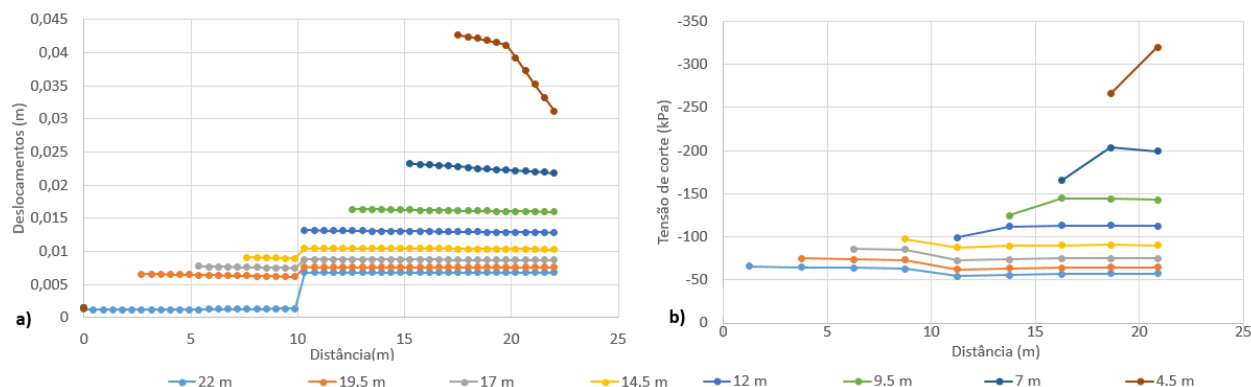


Figura 4.35: a) Evolução dos deslocamentos ao longo da superfície de deslizamento face às sucessivas reduções na dimensão do rolhão. b) Tensões de corte mobilizadas ao longo da superfície de deslizamento.

Observando o gráfico da Figura 4.35, é possível observar que na zona da falha transversal existe uma quebra nos deslocamentos sofridos pelo rolhão, aquando da aplicação da pressão da água. A montante da falha, o rolhão suporta diretamente a pressão aplicada, e como tal, sofre maiores deslocamentos face à parcela do rolhão a jusante da falha.

Com a diminuição da dimensão do rolhão, existe menor área de contacto entre o rolhão e o maciço, como tal, as tensões de corte mobilizadas ao longo do rolhão aumentam progressivamente. A parcela do rolhão a jusante da falha começa então a sofrer deslocamentos sucessivamente superiores, diminuindo a diferença de deslocamentos entre as duas parcelas do rolhão.

Uma vez escavados 10 m a partir de jusante, apenas existe a parcela do rolhão a montante da falha. Pela evolução das tensões de corte, é possível perceber que as zonas de jusante do rolhão começam a mobilizar tensões de corte menores face às zonas a montante, sendo que, quanto menor o rolhão maiores as tensões mobilizadas a montante e maior a diferença de tensões mobilizadas entre as faces de montante e jusante do rolhão. Tal situação está associada à plastificação progressiva do rolhão. A sucessão das plastificações pode ser observada no Anexo A.4.2.

Na Figura 4.36 estão representadas as deformações na face de jusante do rolhão para as diversas dimensões do mesmo. No gráfico desta figura, a distância 0 corresponde ao eixo rotacional do rolhão e a distância 8 ao contorno da escavação, como representado na Figura 4.36 a).

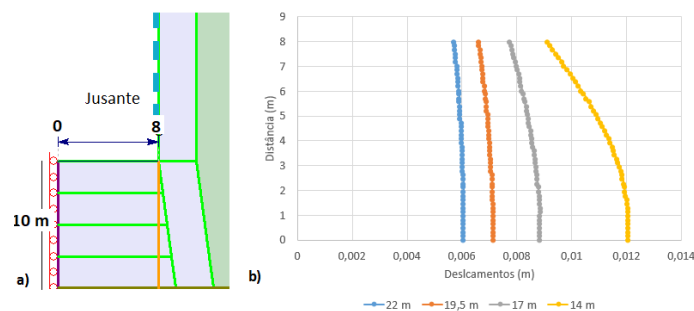


Figura 4.36: a) Geometria da face de jusante de um rolhão com 22 m de comprimento (apenas representado a parcela do rolhão a jusante da falha); b) Variação da distribuição dos deslocamentos na face de jusante do rolhão para diferentes dimensões do mesmo.

Na presente modelação, a pressão exercida pela água foi modelada com recurso a uma força distribuída na face de montante do rolhão. Tecnicamente, o que está a ser modelado são dois blocos independentes solicitados por uma força distribuída. É colocada então em causa, a possibilidade de em caso de inundação da ensecadeira, a água percorrer o maciço concentrando-se na zona da falha. Nesse caso, o comprimento efetivo do rolhão é reduzido à parcela a jusante da falha. De forma a analisar tal situação, foi repetida a modelação, no entanto, em vez de aplicar a força distribuída na face de montante, a mesma foi aplicada na zona da falha, como representado na Figura 4.37.

Novamente foram medidos os deslocamentos e as tensões de corte mobilizadas ao longo da superfície de deslizamento, representada na Figura 4.34. Os resultados obtidos são apresentados nos gráficos da Figura 4.38. Nos gráficos estão representados as variações descritas para 5 fases. A primeira fase corresponde ao rolhão com 22 m antes da aplicação da carga, a segunda fase refere-se ao rolhão com os 22 m, no entanto, após aplicar a força distribuída na falha. As restantes fases correspondem aos sucessivos avanços na redução da dimensão do rolhão.

Como é possível observar nos gráficos apresentados na Figura 4.38, como seria de esperar, apenas a parcela do rolhão a jusante da falha confere resistência à pressão da água.

No gráfico 4.38 a) verifica-se que a aplicação da carga na zona da falha provoca um aumento dos deslo-

camentos na parcela do rolhão a jusante da mesma, na ordem do centímetro. As sucessivas escavações do rolhão originam o aumento gradual dos deslocamentos do mesmo (apenas na parcela do rolhão a jusante da falha), sendo que, para um rolhão com 14,5 m de comprimento, apenas 2,5 m estão a oferecer resistência à pressão da água. Nessa circunstância a parcela do rolhão a jusante da falha encontra-se em cedência. Tal é possível observar pela discrepância entre os resultados obtidos face às restantes fases.

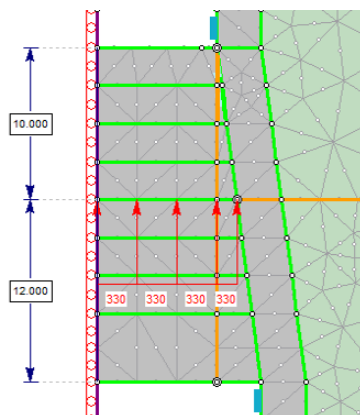


Figura 4.37: Modelo utilizado para a análise de ocorrência de concentração de água na zona da falha.

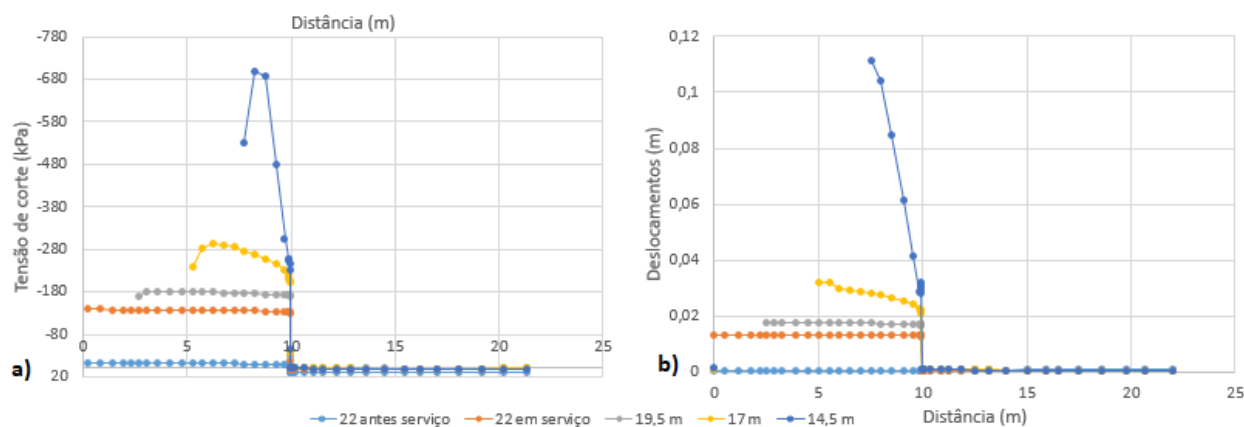


Figura 4.38: a) Evolução dos deslocamentos ao longo da superfície de deslizamento em função de sucessivas reduções na dimensão do rolhão, com a pressão da água aplicada na zona da falha. b) Tensões de corte mobilizadas ao longo da superfície de deslizamento.

Para um rolhão com 14,5 m de comprimento, o deslocamento máximo medido no rolhão aproximam-se dos 10 cm. No que respeita as tensões de corte mobilizadas ao longo da superfície de deslizamento (para um rolhão de 22m de comprimento), após a aplicação da carga distribuída, o seu valor aumenta para o décuplo. Sendo que, a sucessiva redução da dimensão do rolhão conduz a aumentos graduais da tensão de corte mobilizada, mais uma vez, apenas na parcela do rolhão a jusante da falha. Para dimensões de rolhão inferiores a 17 m, é possível verificar que a distribuição das tensões de corte ao longo da superfície de deslizamento, nomeadamente nas zonas próximas da face de jusante, sofrem alterações. As mesmas

associadas à gradual plastificação do rolhão e consequente perda de funcionalidade.

A Figura 4.39 representa a evolução dos deslocamentos sofridos na face de jusante do rolhão com a redução da dimensão do mesmo. Verifica-se que até uma dimensão do rolhão de 17 m os deslocamentos máximos sofridos são inferiores a 4 cm, no entanto, para um rolhão com 14,5 m de comprimento os deslocamentos na face de jusante variam entre 12 e 50 cm.

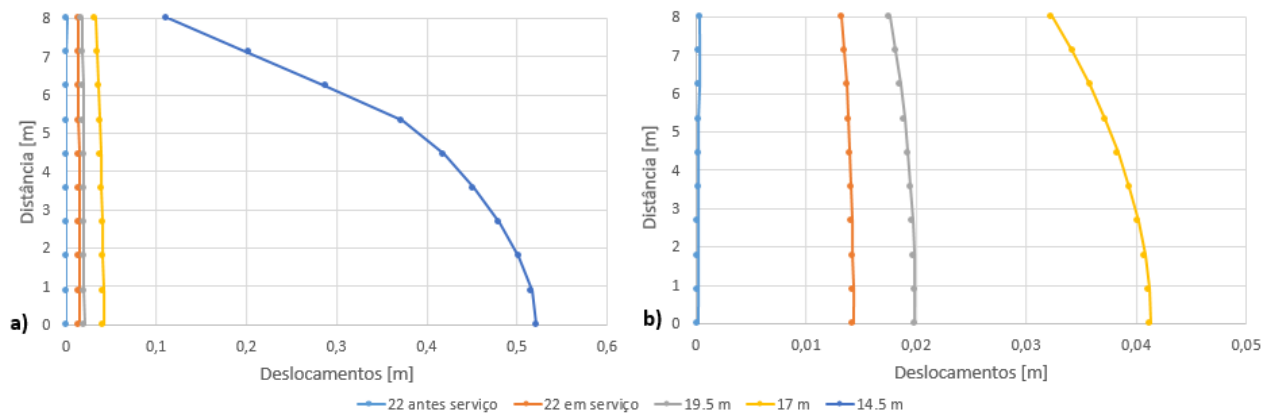


Figura 4.39: a) Deslocamentos mobilizados na face de jusante do rolhão, ao longo do alinhamento representado na Figura 4.36, para diferentes dimensões do mesmo; b) Zoom do gráfico representado em a).

Note-se que, quando considerando a pressão da água aplicada na face de montante do rolhão, o mesmo necessita de um comprimento mínimo de 4,5 m, de forma a oferecer resistência à solicitação. Considerando a pressão da água na zona da falha, o rolhão necessita de um comprimento mínimo de 17 m, dos quais apenas 4,5 conferem resistência. Posto isto, é possível compreender que acrescido à importância de garantir uma dada dimensão do rolhão, é mais relevante assegurar a drenagem do mesmo ao longo de um dado comprimento mínimo, que no presente caso corresponde a 4,5 m capazes suportar as solicitações a que o rolhão é sujeito.

Na análise que tem vindo a ser realizada, a eficácia do rolhão é determinada pelos deslocamentos que o mesmo sofre. Tal análise não é incorreta uma vez que em caso de perda de capacidade do rolhão, o mesmo sofrerá deformações exageradas. Contudo, é de interesse perceber qual o comportamento do rolhão e qual a sua reação ao carregamento. Para tal, foi analisada a extensão da zona plastificada do rolhão durante o funcionamento do mesmo.

A plastificação do maciço pode ocorrer face a 3 situações distintas: compressão, tração ou corte. No caso em análise não ocorre plastificação por excesso de compressão.

No Anexo A.4.2 são apresentadas as plastificações sofridas em cada fase, bem como a envolvente de cedência de Hoek-Brown e as tensões mobilizadas sobre a superfície de deslizamento.

Na Figura 4.40 está representada a plastificação na fase em que o rolhão tem um comprimento total de 19,5 m, contudo apenas 7,5 m oferecem resistência à pressão da água. Os deslocamentos sofridos na face de

jusante do rolhão são também representados na Figura 4.40.

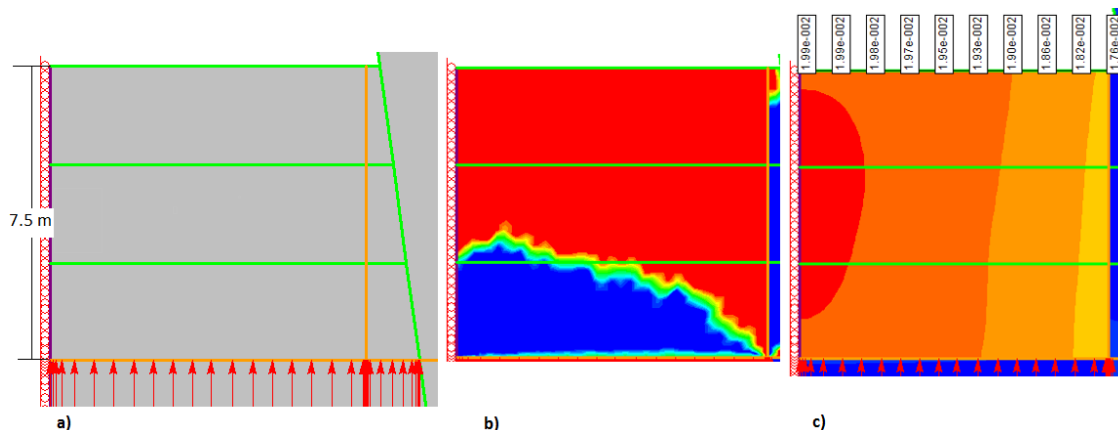


Figura 4.40: Rolhão com comprimento útil de 7,5 m. a) Geometria do rolhão na fase em análise; b) Plastificação do rolhão; c) Deslocamentos na face de jusante do rolhão.

O funcionamento do rolhão face à pressão aplicada assemelha-se ao de uma laje sob uma carga uniformemente distribuída. Na face de montante, aquando da aplicação da pressão da água, o maciço fica sujeito a tensões de compressão. Por sua vez, na face de jusante, as tensões predominantes correspondem a tração. Tal como ocorre nas lajes, os maiores deslocamentos ocorrem a meio vão, pelo que, no rolhão os maiores deslocamentos ocorrem ao longo do eixo rotacional, como é comprovado na Figura 4.40.

Ao longo da superfície de deslizamento e do rolhão são mobilizadas e excedidas tensões de corte, pelo que, a plastificação do rolhão ocorre devido à combinação de plastificações tanto por corte como por tração.

4.4.4 CONSTRUÇÃO DE UMA PAREDE NA FACE DE MONTANTE DO ROLHÃO

No presente ponto, procurou-se compreender qual a influência que a construção de uma parede a montante do rolhão tem no comportamento do mesmo. Para tal, foi modelada uma parede de betão armado com um metro de espessura, $E = 30 \text{ GPa}$, $\nu = 0,2$ e $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ a montante do rolhão, como representado na Figura 4.41.

Numa primeira análise foram observados os deslocamentos máximos que ocorrem na face de jusante do rolhão. Os resultados obtidos estão representados no gráfico da Figura 4.42 em função da dimensão do rolhão.

Como representado na Figura 4.42, a colocação de uma parede a montante do rolhão diminui, na generalidade, as deformações no maciço na ordem dos 20 a 40%, sendo que a vantagem desta opção é mais evidente para rolhões com menor dimensão.

Seguidamente, foram analisadas as evoluções da tensão de corte mobilizada ao longo da superfície de deslizamento. Na Figura 4.43 está representada a influência que a colocação da parede tem nas tensões de corte

e a variação das mesmas face à redução da dimensão do rolhão.

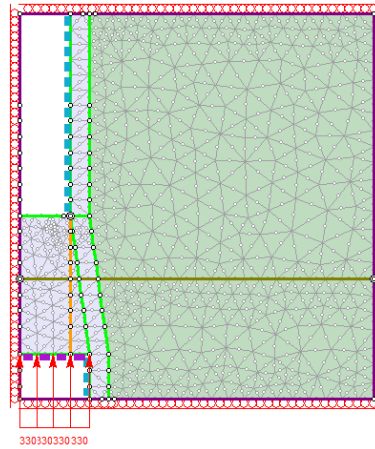


Figura 4.41: Geometria utilizada para a modelação da parede a montante do rolhão.

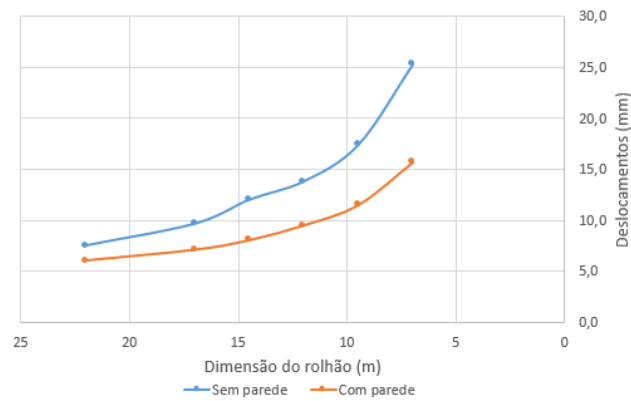


Figura 4.42: Influência da colocação de uma parede de betão armado com 1 m de espessura na face de montante do rolhão, no que respeita os deslocamentos máximos sofridos no maciço.

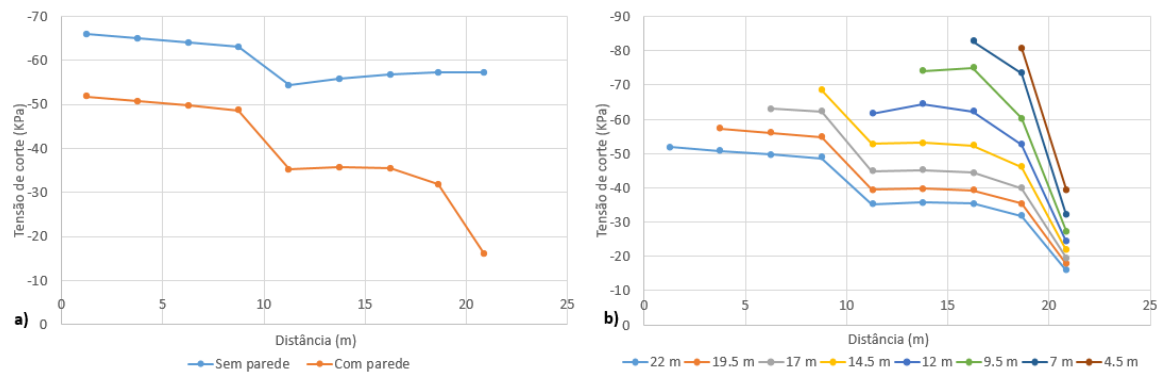


Figura 4.43: Variação das tensões de corte ao longo da superfície de deslizamento. a) Influência da colocação de uma parede de 1 m de espessura a montante. b) Influência da dimensão do rolhão.

Ao colocar a parede a montante, a mesma passa a materializar uma barreira, pelo que existe uma redução geral da tensão de corte que é mobilizada pelo maciço. Essa redução é mais evidente nas zonas adjacentes à parede onde se verificam reduções da tensão de corte na ordem dos 70%. Os esforços sobre a parede, nesse instante, são representados no Anexo A.4.3, Figura A.14.

Com a diminuição da dimensão do rolhão as tensões de corte mobilizadas aumentam gradualmente. Para dimensões inferiores a 12 m as tensões mobilizadas descrevem uma evolução ligeiramente diferente, pois a escavação ultrapassou a zona da falha, estando agora apenas a parcela a montante da falha em funcionamento. É de notar que, com a sucessiva redução do rolhão o mesmo não perde funcionalidade. Tal é comprovado pelo gráfico presente na Figura 4.44, onde estão representados os deslocamentos ao longo da face de jusante do rolhão com o decorrer da escavação do mesmo. Os deslocamentos máximos, ocorrem assim, para uma dimensão do rolhão de 4,5 m com valor de 2,3 cm, tratando-se de deslocamentos aceitáveis. Contudo, é de frisar que as consecutivas reduções da dimensão do rolhão conduzem a aumentos dos esforços sobre a parede, sendo que, para um rolhão com 4,5 m a parede sofre um incremento dos momentos e do esforço axial na ordem dos 50% e um aumento de 70% no valor do esforço transversal face aos esforços que a parede estaria sujeita caso o rolhão tivesse 22 m. Como tal, nestas circunstâncias, a escolha da dimensão do rolhão deve ser resultado de uma análise ponderada. A evolução dos esforços na parede face à dimensão do rolhão é representada no Anexo A, Figura A.15.

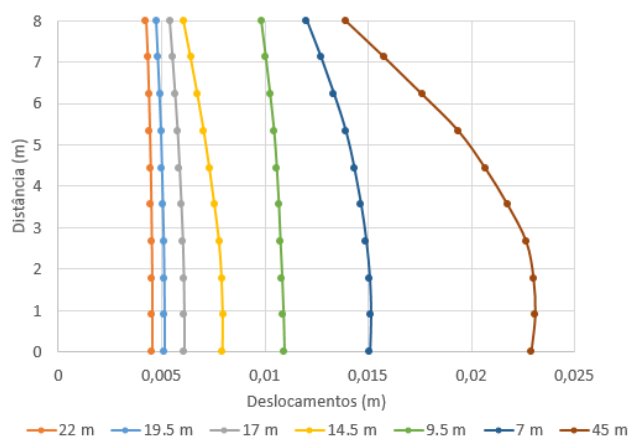


Figura 4.44: Evolução dos deslocamentos na face de jusante do rolhão em função da dimensão do mesmo aquando da construção de uma parede com 1 m de espessura na face de montante.

4.4.5 CARACTERIZAÇÃO DA SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO

As análises atrás realizadas permitiram concluir que para o caso em estudo, a condição do maciço não é o fator mais condicionante na análise da estabilidade do rolhão.

Aquando da análise das orientações das descontinuidades presentes no maciço, foi colocada a hipótese de as mesmas atravessarem o maciço longitudinalmente. Originando assim, uma superfície com resistência inferior, permitindo o deslizamento do rolhão caso o mesmo entrasse em serviço. Esta superfície tem vindo

a ser modelada em análises anteriores, no entanto, e até ao momento, não foi analisada a influência das suas propriedades resistentes no desempenho do rolhão. Uma vez que a falha perpendicular ao eixo do rolhão é de maior interesse na análise de problemas de carácter hidráulico e neste ponto pretende-se analisar o deslizamento do rolhão, a mesma não foi modelada.

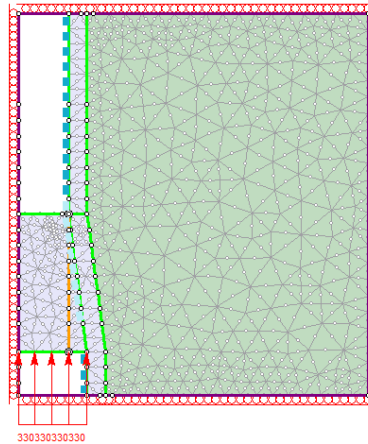


Figura 4.45: Modelo utilizado para o estudo da influência das condições da superfície de deslizamento.

No que respeita às características da superfície de deslizamento, foi considerado inicialmente, tal como nas análises anteriores, que não possuía qualquer tipo de enchimento. Posteriormente, foram realizadas sucessivas reduções dos valores dos parâmetros resistentes do material de enchimento, face aos valores adotados para o maciço rochoso. Optou-se por valores de ângulo de atrito múltiplos de 5 e de coesão múltiplos de 10. Por último, e atendendo ao proposto em projeto [57], foram realizadas 2 novas análises, considerando o material de enchimento com características do granito com grau de alteração W4 e considerando que a resistência ao corte das discontinuidades poderia ser estimada com recurso ao critério de Barton, com JCS igual a 36,1 MPa e JCR a 18.

No que respeita ao módulo de deformabilidade, o mesmo influencia a deformação do maciço em função da tensão durante a fase de comportamento elástico. No presente trabalho, o módulo de deformabilidade é elevado, ao que estão associados deslocamentos na fase elástica reduzidos. Posto isto, e uma vez que não é conhecida a sua variação com a redução das propriedades resistentes da superfície de deslizamento, não foi considerada a sua variação ao longo das próximas análises.

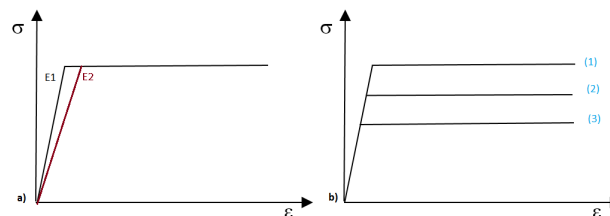


Figura 4.46: Relação σ - ϵ . a) Variação do E; b) Variação dos parâmetros resistentes.

Os parâmetros analisados encontram-se representados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9: Parâmetros resistentes da superfície de deslizamento

	c (kPa)	$\phi(^{\circ})$
ZG1	500	63
	400	60
	300	50
	200	45
	100	40
	50	40
	50	35
	40	35
	40	30
	30	30
	20	30
	0	30
W4	25	38
	JRC	JCS (Mpa)
Barton	18	31,6

No Anexo A.4.5 estão tabelados os deslocamentos sofridos na face de jusante do rolhão em função da variação de resistência da superfície de deslizamento e dimensão do rolhão. São também apresentados no respetivo anexo os fatores de segurança ao deslizamento do rolhão.

Os gráficos da Figura 4.47 representam a variação dos deslocamentos na face de jusante do rolhão, em função da dimensão do mesmo, para as propostas de material de enchimento da superfície de deslizamento referidas na Tabela 4.9.

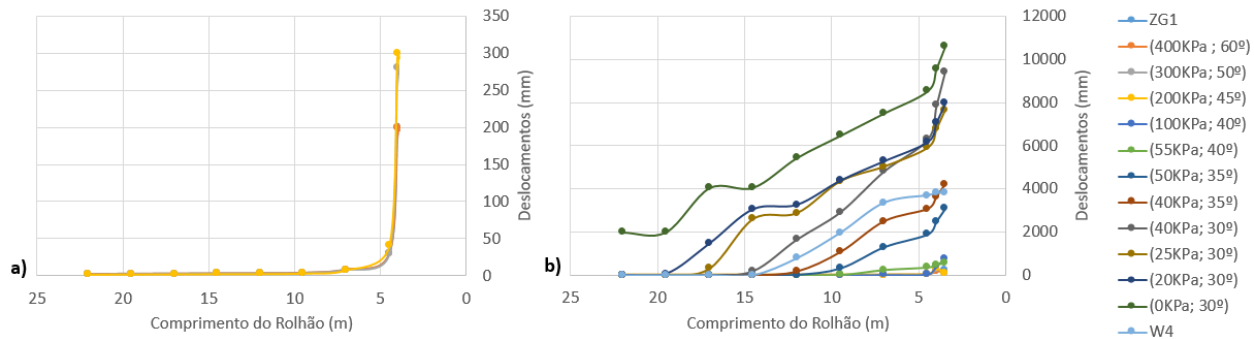


Figura 4.47: Deslocamentos máximos obtidos na face de jusante rolhão em função do comprimento do mesmo.

Pela análise dos gráficos é possível constatar que à medida que se diminuem as propriedades resistentes do material de enchimento da superfície de deslizamento, maiores são os deslocamentos sofridos no rolhão.

Para reduções da coesão e ângulo de atrito até 200 kPa e 45°, respetivamente, os deslocamentos máximos na face de jusante não são significativos, uma vez que, para um rolhão com aproximadamente 4,5 m de desenvolvimento, os deslocamentos são aproximadamente 3 cm. Por sua vez, se forem adotadas uma coesão de 100 kPa e um ângulo de atrito de 40°, o rolhão até 12 m de desenvolvimento sofre deslocamentos na ordem dos 3 mm. No entanto, o mesmo rolhão, com 4,5 m de desenvolvimento sofre deslocamentos de 5 cm, sendo que, uma redução de meio metro no comprimento do mesmo implica aumentos nos deslocamentos que ultrapassam os 10 cm, perdendo o rolhão funcionalidade.

As sucessivas reduções na propriedades resistentes, apresentadas na Tabela 4.9, conduzem a incrementos no comprimento mínimo do rolhão de 2,5 m, como é possível observar no gráfico da Figura 4.48.

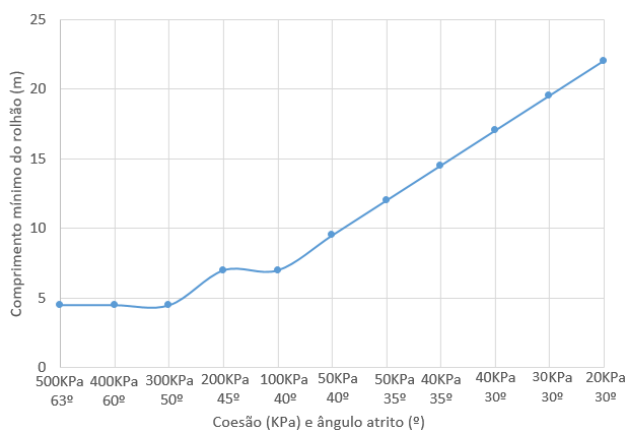


Figura 4.48: Comprimento mínimo do rolhão em função das propriedades resistentes da superfície de deslizamento.

Caso a coesão seja nula e o ângulo de atrito possua valor igual a 30°, os 22 m de rolhão propostos não são suficientes para garantir o seu funcionamento, uma vez que, para o caso de ocorrer falha no funcionamento da ensecadeira, o mesmo rolhão sob a ação da água sofreria deslocamentos na ordem dos 2 m.

Para os casos propostos em projeto [57], supondo que o material de enchimento possui características de granito com grau de alteração W4 seria necessário um comprimento mínimo de rolhão de 14,5 m, sendo que, os deslocamentos máximos na face de jusante seriam aproximados a 1 cm. Caso as características da superfície de deslizamento fossem descritas pelo critério de Barton, com os parâmetros descritos na Tabela 4.9, o comprimento mínimo do rolhão poderia ser reduzido a 7 m, sendo que, o deslocamento máximo na face de jusante seria aproximado a 1,5 cm.

5

MODELAÇÃO 3D

No presente capítulo é realizada uma análise tridimensional ao caso de estudo. Numa primeira fase, os resultados obtidos são comparados com as análises bidimensionais apresentadas no capítulo 4, com o intuito de compreender as implicações das simplificações inerentes aos modelos bidimensionais. Numa segunda fase, com o objetivo de otimizar a dimensão do rolhão, são determinados os comprimentos mínimos de rolhão necessários para garantir a estabilidade e segurança face à perda de funcionalidade da ensecadeira. São então estudados vários cenários que diferem entre si no valor da pressão de água a que é sujeito o rolhão e no estado de tensão do maciço.

5.1 RS3

A análise 3D do problema em estudo na presente dissertação foi efetuada recorrendo à primeira versão do programa RS^3 da Rocscience. Tal como o programa RS^2 o programa RS^3 (*Rock and Soil 3-dimensional analysis program*) é um programa de elementos finitos destinado à análise de problemas tridimensionais de carácter geotécnico, sendo adequado tanto para formações terrosas como rochosas. Podendo ser atribuída às mesmas diversos critérios de cedência e a possibilidade de assumirem um comportamento elástico ou elásto-plástico [69].

O programa assume a divisão do modelo de estudo em fatias, sendo a geometria do modelo constante ao longo de cada fatia. No que respeita a escavação do maciço a mesma é realizada com avanços iguais à espessura de cada fatia.

5.2 MODELO

Uma vez que o programa admite geometria constante ao longo de uma fatia, de forma a modelar a variação da geometria e inclinação do rolhão seria necessário dividir o modelo em demasiadas fatias (como representado na Figura 5.1), cada uma com uma geometria diferente, gerando assim deficiências no traçado da malha e concentrações de tensões irrealistas entre fatias. Como tal, e por simplificação, foi analisado, tal como no modelo da 2D, um rolhão de eixo longitudinal horizontal, com secção constante ao longo do seu

desenvolvimento.

No que respeita a caracterização do maciço, de forma a manter coerência entre as análises realizadas anteriormente, foram atribuídas as propriedades geotécnicas presentes na tabela 4.7. A zona do maciço afetada pela escavação com recurso a explosivos, foi mantida 3 m em torno da área escavada.

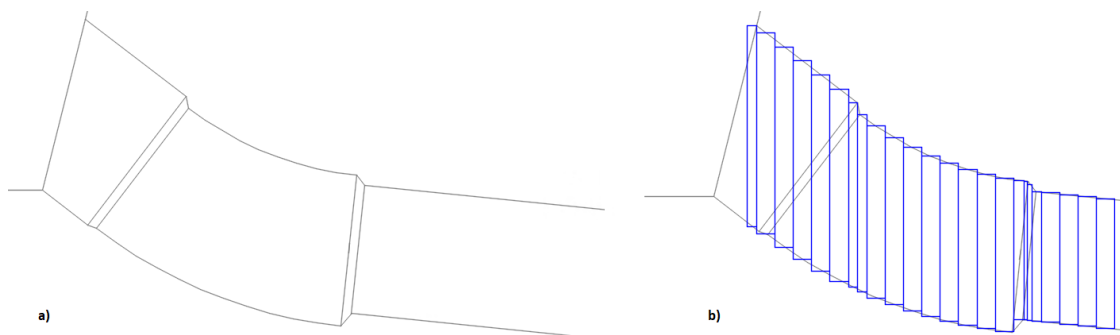


Figura 5.1: Divisão do rolhão em fatias

5.2.1 GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA

As dimensões da secção transversal do modelo em estudo coincidem com a secção transversal do modelo 2D. O rolhão foi modelado com uma secção de 20 m de largura, 19 m de altura e um desenvolvimento de 22 m. Tal como no modelo longitudinal 2D, para o modelo 3D foi adotado uma profundidade de 61 m.

No que respeita aos apoios, nas faces XY foram restringidos os deslocamentos na direção Z, nas faces ZY foram restringidos os deslocamentos segundo as direções Z e X, na face XZ inferior foram bloqueados os deslocamentos segundo as 3 direções, por fim, na face XZ superior não foi aplicada nenhuma restrição.

Na Figura 5.2 é representada a geometria e os apoios adotados.

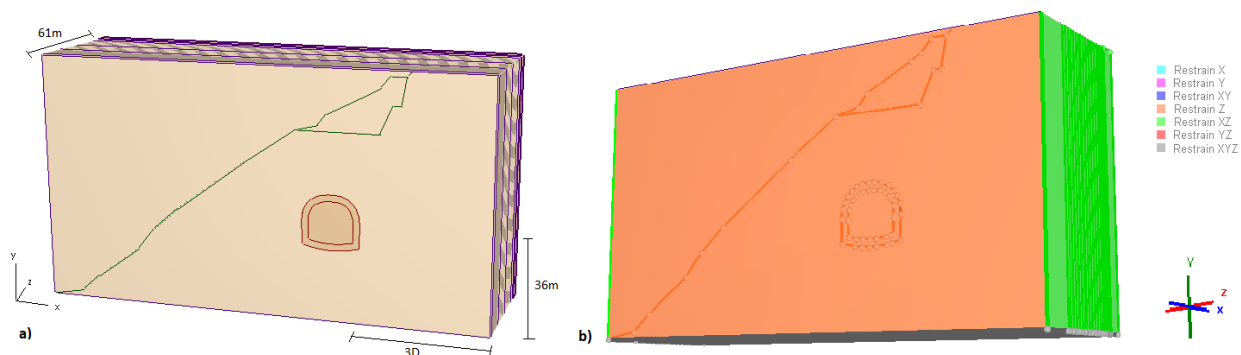


Figura 5.2: a) Geometria do problema 3D; b) Apoios adotados.

5.2.2 MALHA

O programa RS^3 gera a malha automaticamente. Na presente análise foi adotada uma malha graduada constituída por elementos tetraédricos de 4 nós. Da malha gerada resultaram 20 elementos de má qualidade, a que correspondem elementos ou com os vértices muito próximos uns dos outros, ou resultantes de má transição de uma zona de malha refinada para a zona mais grosseira, ou ainda elementos aproximadamente paralelos ou com pequenos ângulos entre si [69]. No entanto, e uma vez que tais elementos se encontram maioritariamente na zona escavada na segunda fase, pode considerar-se que terão pouca influência, pelo que a malha foi considerada aceitável.

Na Figura 5.3 é representada a malha utilizada e a qualidade dos respetivos elementos.

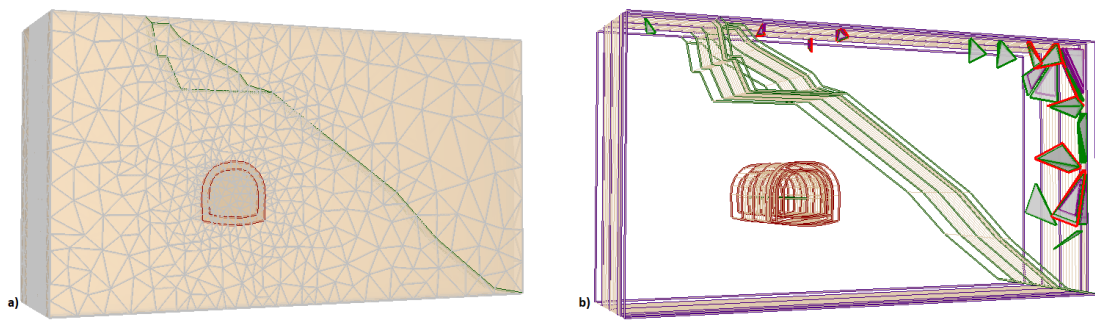


Figura 5.3: a) Malha adotada; b) Elementos de má qualidade associados à malha adotada.

5.3 SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO

Tal como foi realizado na análise 2D da secção transversal, a sequência de procedimentos adotada consistiu numa primeira fase na geração do estado de tensão inicial, seguida da escavação do talude e posteriormente a escavação da zona de transição e colocação de suporte.

A criação do estado de tensão inicial foi concebida de igual modo ao descrito para o modelo 2D, considerando inicialmente um maciço com geometria regular, sujeito a um estado de tensão gravitacional. Em seguida, foi escavada a parcela do maciço correspondente ao vale, permitindo assim o rearranjo das tensões, como representado na Figura 5.4. A modelação do estado de tensão é representada no Anexo A.5.1.

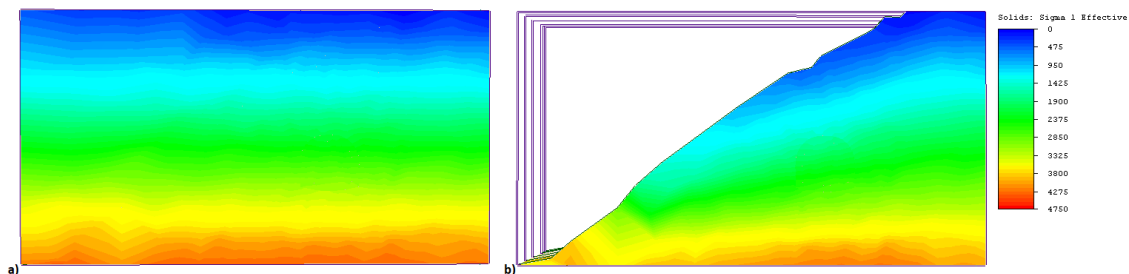


Figura 5.4: Representação do estado de tensão no maciço. a) Antes da escavação do vale; b) Após escavação do vale.

Após a escavação do talude os deslocamentos foram anulados, de forma a não influenciar os resultados obtidos na sequência das escavações do túnel e do rolhão.

O faseamento da escavação foi realizado de forma análoga ao realizado na análise da secção longitudinal no modelo 2D. Sendo que, inicialmente a escavação ocorre no sentido de jusante para montante e de montante para jusante simultaneamente. Uma vez escavados os 7 m do emboquilhamento de montante, a escavação progride apenas no maciço a partir da frente de jusante.

Tendo em conta o proposto no ponto 4.3.2, a escavação do túnel é realizada em duas etapas. Numa primeira etapa, é escavado apenas a meia secção superior do rolhão, com avanços de 2,5 m e colocação do suporte na fase seguinte. Numa segunda etapa, é efetuado o rebaixo da escavação com avanços de 5 m e colocação do respetivo suporte na fase seguinte.

O suporte adotado, tal como no modelo longitudinal 2D, corresponde a betão projetado com 10 cm de espessura, $\nu = 0.2$ e $E = 30$ GPa. Na Figura 5.5 é representado um corte longitudinal da malha durante a escavação da zona de transição a jusante do rolhão.

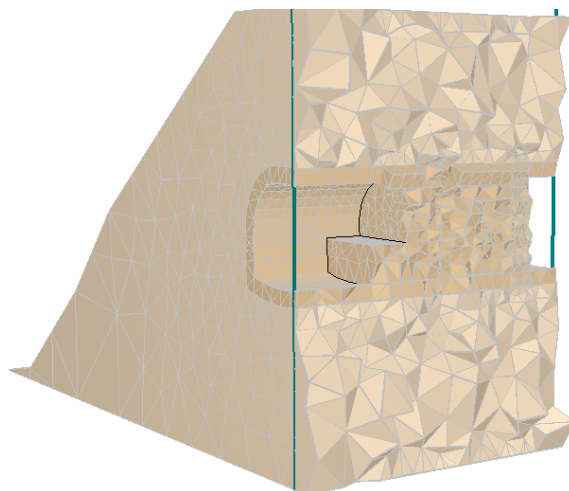


Figura 5.5: Corte longitudinal da malha.

5.4 COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISE 2D E 3D

No presente ponto, são comparados os resultados obtidos com recurso às modelações 2D face os resultados obtidos na modelação 3D, tendo como objetivo validar a modelação 3D e despistar quaisquer falhas durante a modelação, obtendo mais confiança nos resultados obtidos durante as análises.

5.4.1 COMPARAÇÃO COM A SECÇÃO TRANSVERSAL

Na Figura 5.6 são apresentadas as tensões principais no maciço, com análises em estado plano de deformação,

após o desmonte do rolhão para o modelo 2D e 3D.

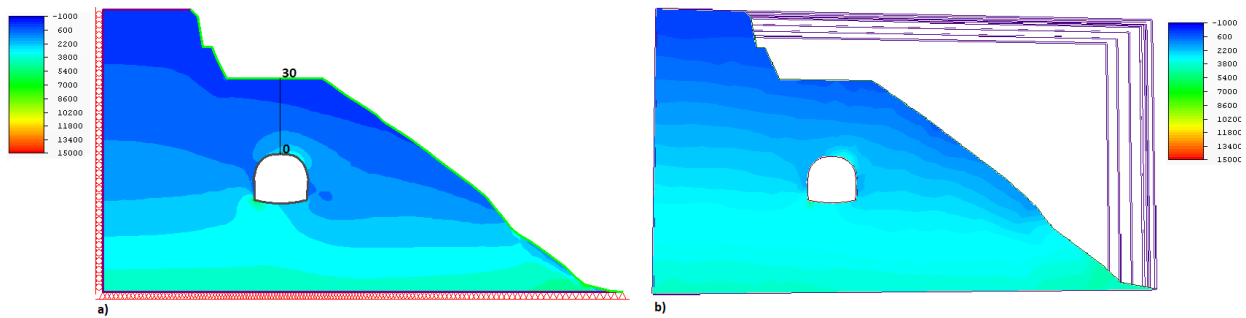


Figura 5.6: Representação das tensões principais máximas após desmonte do rolhão. a) Modelo 2D; b) Modelo 3D.

No gráfico da Figura 5.7 são representados os deslocamentos medidos após o desmonte do rolhão, para ambas as modelações 2D e 3D, segundo o alinhamento vertical situado no coroamento do rolhão, representado no modelo 2D da Figura 5.6.

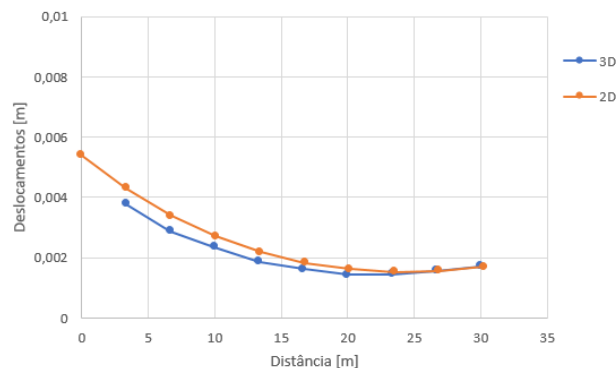


Figura 5.7: Variação dos deslocamentos ao longo do alinhamento vertical sobre coroamento do rolhão para o modelo 2D e 3D.

Como é possível observar pela Figura 5.6, a distribuição de tensões sobre o maciço é similar em ambos os casos. No que toca aos deslocamentos, representados na Figura 5.7, os mesmos sofrem variações máximas na ordem dos 0,5 mm, pelo que os resultados obtidos pela modelação 3D é consistente com a análise realizada em 2D.

5.4.2 COMPARAÇÃO COM MODELO AXISSIMÉTRICO

Como foi referido no ponto 4.3, a modelação da secção longitudinal foi efetuada recorrendo a um modelo axissimétrico sujeito a um estado de tensão constante, com valores de tensão horizontal e vertical iguais a 430 kPa. Tal corresponde a uma escavação de secção circular com 10 m de raio sujeita a um estado de tensão constante, como representado na Figura 5.8.

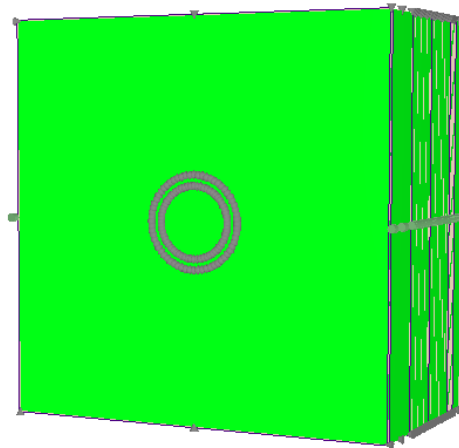


Figura 5.8: Estado de tensão inicial. Modelo 3D com secção circular.

Com o objetivo de confirmar os valores obtidos na modelação 2D, foram determinados os deslocamentos no maciço para o modelo apresentado na Figura 5.8. Os deslocamentos no maciço para ambas as modelações estão representados na Figura 5.9. No gráfico da Figura 5.10 são representados os deslocamentos máximos medidos na face de jusante do rolhão para diferentes dimensões de rolhão.

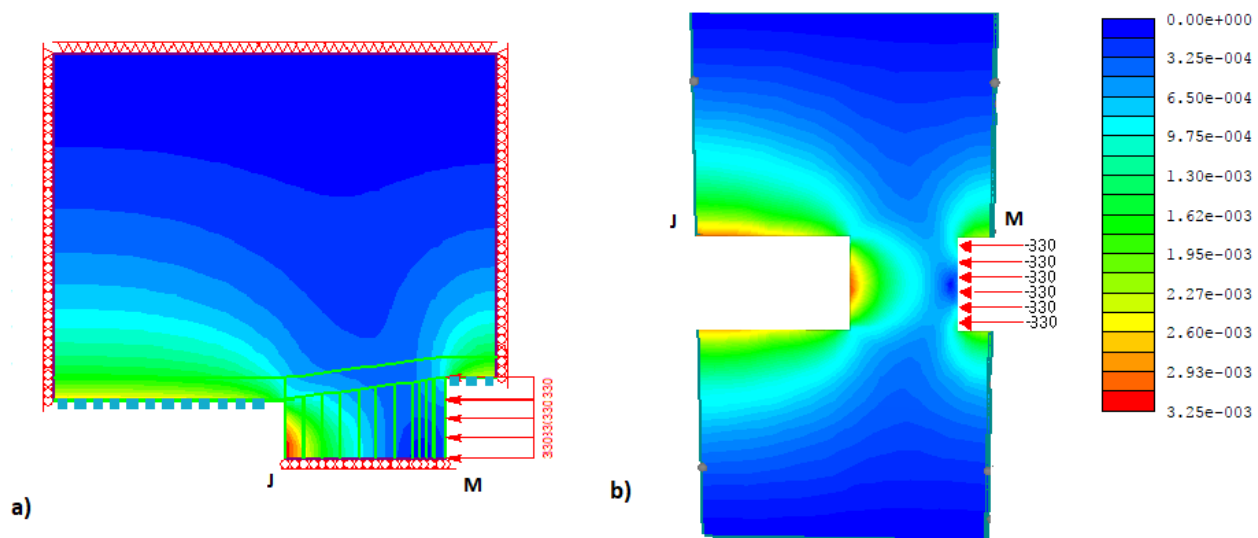


Figura 5.9: Representação dos deslocamentos no maciço, para um rolhão com 22 m de comprimento sujeito a uma pressão na face de montante de 330 kPa. Na figura, as escavações a montante e a jusante do rolhão são representadas pelas letras M e J, respetivamente. a) Modelo 2D; b) Modelo 3D, com secção circular.

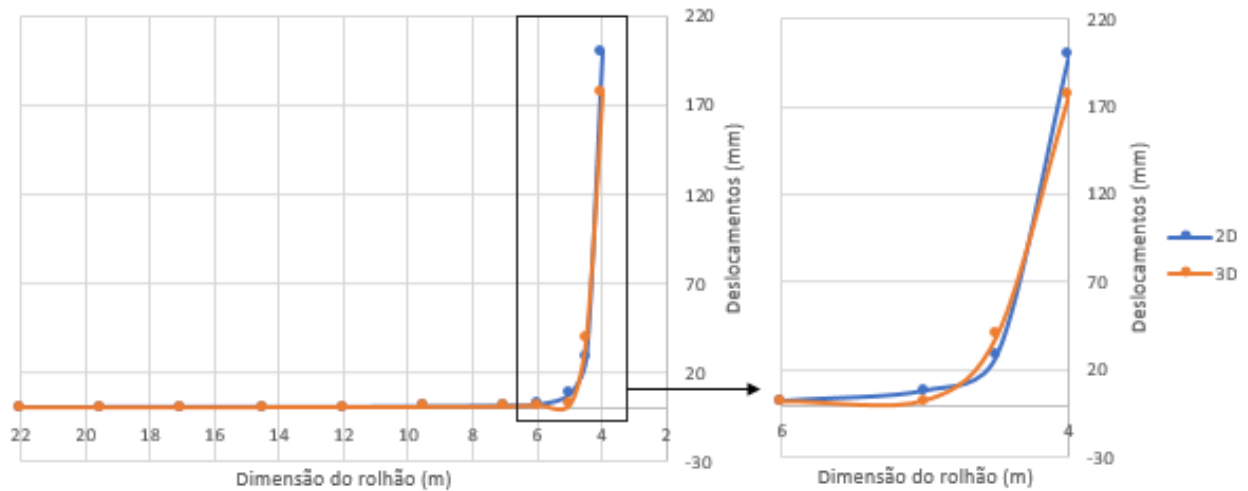


Figura 5.10: Evolução dos deslocamentos máximos na face de jusante do rolhão com a sucessiva diminuição do comprimento do rolhão.

Pela análise das Figuras 5.9 e 5.10 é possível observar que não existem diferenças significativas nos deslocamentos. Pelo que existe uma coerência de resultados entre as modelações 2D e 3D.

De forma a compreender a influência da geometria e da existência de um talude próximo à escavação, foram comparados os deslocamentos obtidos durante a análise da secção longitudinal 2D com o modelo 3D descrito no ponto 5.2.1, com $K_0=1$. O modelo é representado na Figura 5.11.

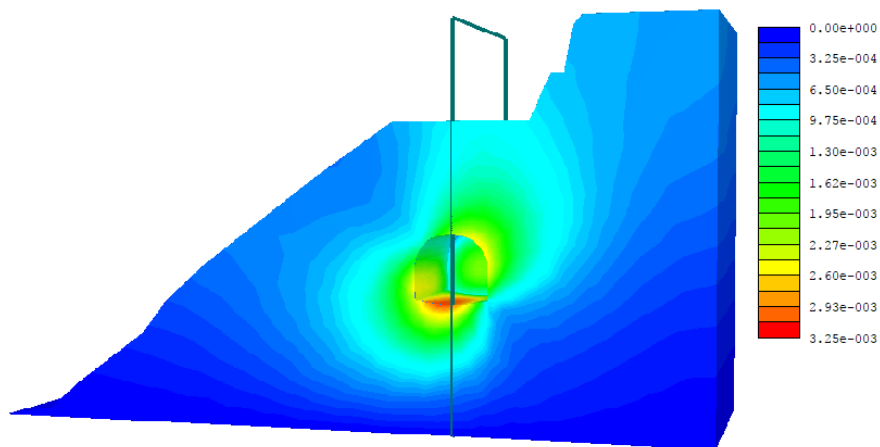


Figura 5.11: Representação no modelo 3D do corte longitudinal apresentado na Figura 5.12 b).

Na Figura 5.12 são representados os deslocamentos ao longo do desenvolvimento do rolhão para os modelos 2D e 3D. Nos gráficos da Figura 5.13 é apresentado a evolução dos deslocamentos máximos medidos na face de jusante do rolhão para diferentes dimensões do mesmo.

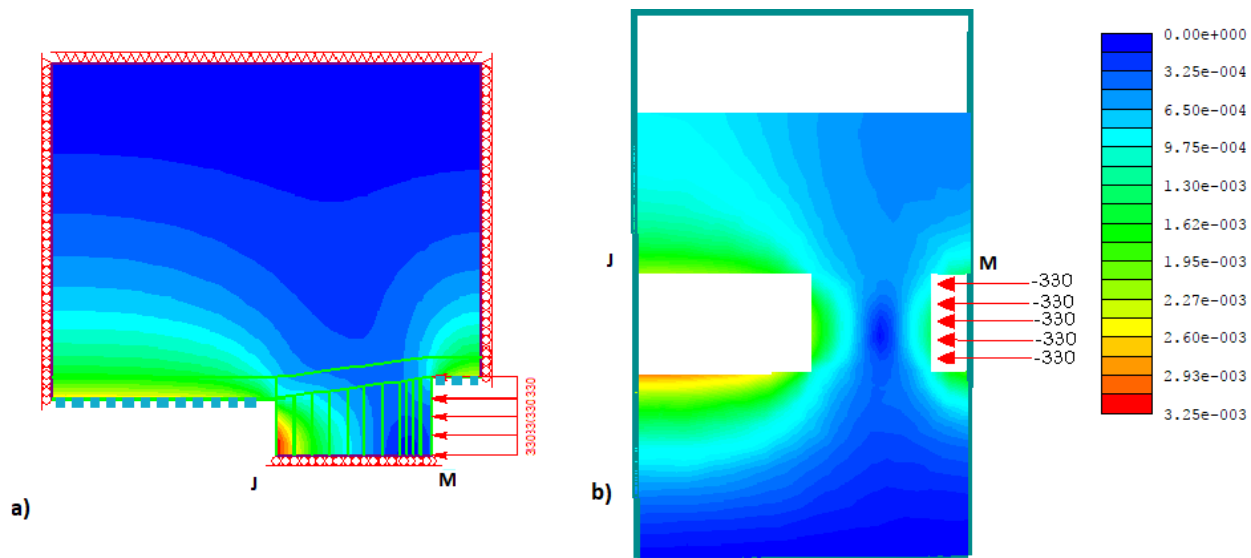


Figura 5.12: Representação dos deslocamentos no maciço, para um rolhão com 22 m de comprimento sujeito a uma pressão na face de montante de 330 kPa. Na figura, as escavações a montante e a jusante do rolhão são representadas pelas letras M e J, respetivamente. a) Modelo 2D; b) Modelo 3D.

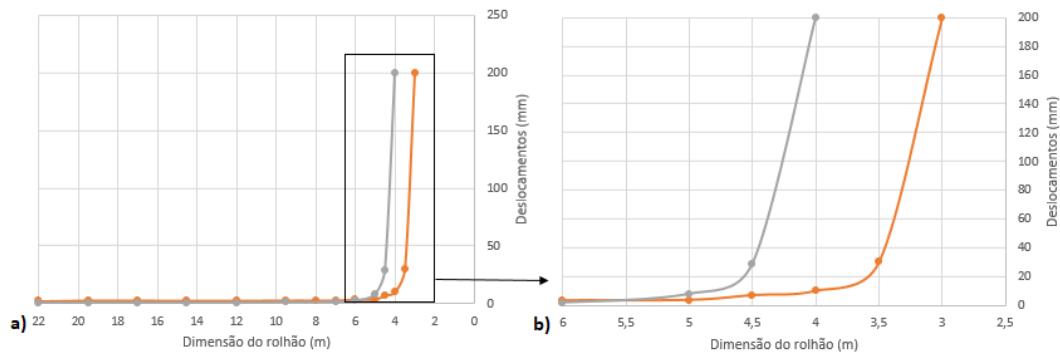


Figura 5.13: a) Evolução dos deslocamentos máximos na face de jusante do rolhão com a sucessiva diminuição do comprimento do mesmo. b) Zoom do gráfico apresentado em a).

Como é possível observar na Figura 5.13 não existe diferença significativa entre os deslocamentos máximos medidos na face de jusante para dimensões de rolhão superiores a 5 m. Para rolhões inferiores a 5 m, os deslocamentos aumentam substancialmente, sendo que atingem deslocamentos exagerados no modelo 2D aos 4 m e aos 3 m para o modelo 3D. Note-se assim que considerando uma modelação 3D, a dimensão mínima do rolhão, para o problema em questão, foi reduzida em 1 m.

5.5 RESULTADOS

5.5.1 DESLOCAMENTOS

5.5.1.1 Segundo a secção transversal

Na Figura 5.14 são representados os deslocamentos na envolvente da escavação num plano transversal, localizado a 32 m a jusante do rolhão, em função dos K_0 . A evolução dos deslocamentos totais ao longo do alinhamento vertical situado no coroamento da escavação e do alinhamento horizontal situado no hasteal direito, representados na Figura 5.14 a), são apresentados nos gráficos da Figura 5.15.

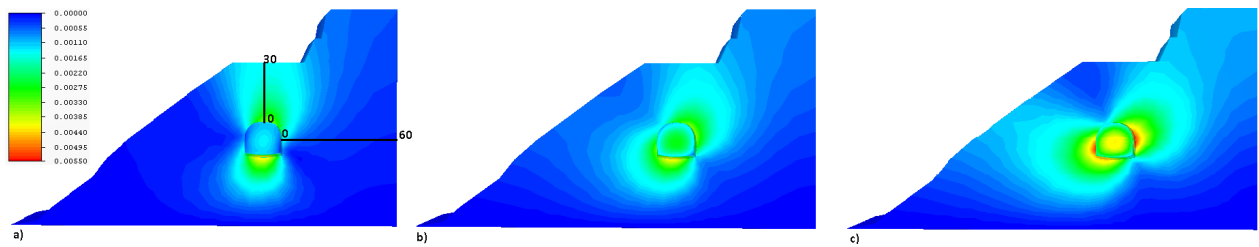


Figura 5.14: Representação dos deslocamentos em torno da escavação face a diferentes K_0 . a) $K_0 = 0, 5$; b) $K_0 = 1$; c) $K_0 = 1, 5$.

Observando a Figura 5.14 é possível constatar que com um aumento de K_0 a posição dos deslocamentos máximos tende a sofrer uma rotação, sendo que quanto menor for o K_0 maiores são os deslocamentos na periferia do coroamento e soleira da escavação. Por outro lado, um aumento de K_0 conduz a maiores deslocamentos na zona dos hasteais. Esta rotação da posição dos deslocamentos máximos está associada ao aumento de σ_h em função do aumento de K_0 , uma vez que $\sigma_h = \sigma_v \cdot K_0$.

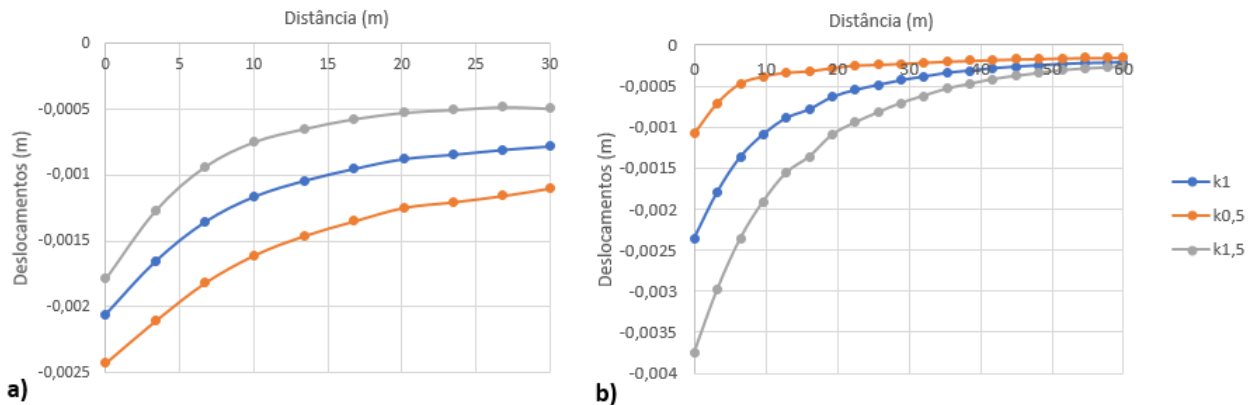


Figura 5.15: Evolução dos deslocamentos totais ao longo de alinhamentos transversais ao eixo da escavação (representados na Figura 5.14). a) Ao longo do alinhamento vertical acima do coroamento; b) Ao longo do alinhamento horizontal a partir do hasteal direito.

No Anexo A.5.2 são representadas as deformadas da secção transversal da escavação, bem como os deslocamentos totais sofridos na face de jusante do rolhão e respetivos esforços mobilizados no suporte da escavação.

5.5.1.2 Segundo eixo longitudinal

De modo a compreender a influência da escavação do túnel no comportamento do rolhão foram analisados os deslocamentos sofridos no maciço durante a escavação do maciço a jusante do rolhão.

Na Figura 5.16 são representados os deslocamentos no coroamento da escavação, ao longo do eixo longitudinal do túnel, durante a escavação da zona do túnel a jusante do rolhão. Supondo que a escavação ocorre apenas no sentido de jusante para montante.

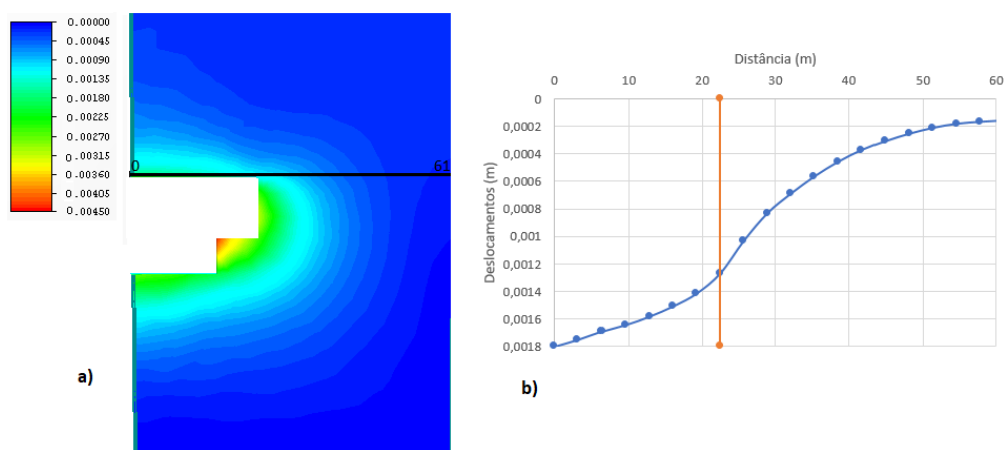


Figura 5.16: Deslocamentos ao longo do alinhamento do coroamento da escavação segundo o eixo longitudinal. a) Representação dos deslocamentos no modelo 3D; b) Evolução dos deslocamentos na fase de escavação representada em a). (no gráfico, a laranja, é representada a posição da frente de escavação).

A evolução dos deslocamentos apresentada na Figura 5.16 b) é consistente com o que seria de esperar (apresentado no ponto 2.4), uma vez que os deslocamentos máximos ocorrem atrás da frente de escavação, na zona previamente escavada. Na frente de escavação os deslocamentos rondam 50% dos deslocamentos máximos. Até uma distância aproximada de 2 diâmetros a partir da frente de escavação, o maciço por escavar ainda sofre deslocamentos resultantes da escavação.

Considerando a escavação da zona do emboquilhamento de montante, como representado na Figura 5.17, é possível observar que os deslocamentos no troço do rolhão aumentam face ao caso representado na Figura 5.16, uma vez que está sujeito aos efeitos induzidos devido às duas frentes de escavação em simultâneo.

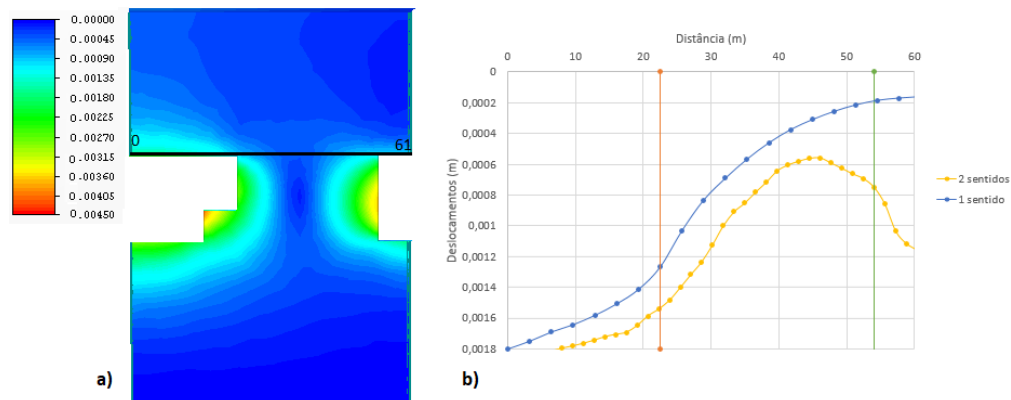


Figura 5.17: Deslocamentos ao longo do alinhamento do coroamento da escavação segundo o eixo longitudinal. a) Representação dos deslocamentos no modelo 3D; b) Evolução dos deslocamentos nas fases de escavação representadas em a) e na Figura 5.16 a). (no gráfico, a vermelho é representada a posição da frente de escavação a jusante do rolhão e a verde a montante do rolhão)

Os vetores deslocamentos ao longo do perfil longitudinal segundo o eixo da escavação são representados na Figura 5.18. Na mesma figura é possível observar o que foi exposto no ponto 2.4. A partir de uma dada distância da frente da escavação (na Figura 5.18 representada pela linha a preto) os vetores deslocamento são verticais, pelo que o comportamento desta zona se aproxima de um estado plano de deformação.

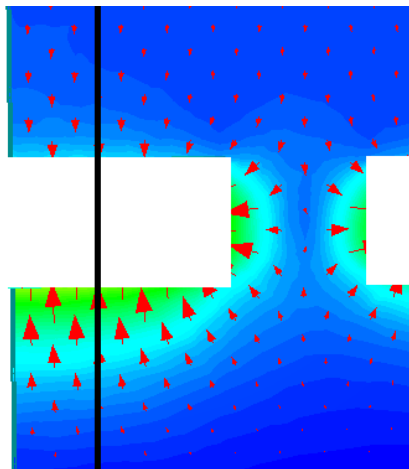


Figura 5.18: Representação dos vetores de deslocamento ao longo do perfil longitudinal da escavação.

Na figura 5.19 são apresentados, para um rolhão com 22 m de comprimento, os deslocamentos totais em torno das secções do túnel já escavadas. A evolução dos deslocamentos totais ao longo de alinhamentos longitudinais situados no coroamento e no hastel direito da escavação são representados nos gráficos da Figura 5.20, em função de K_0 .

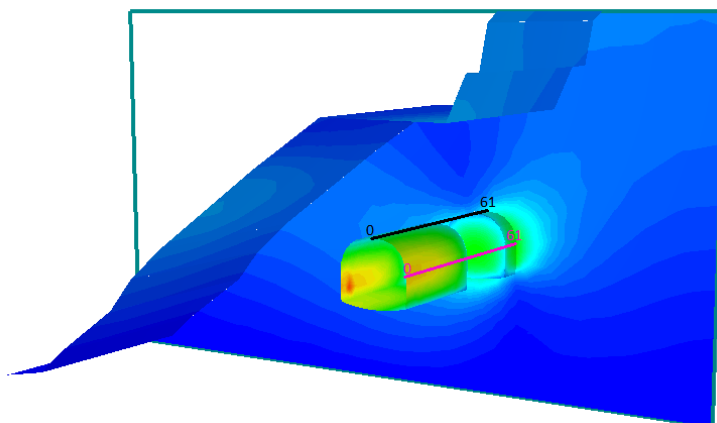


Figura 5.19: Representação dos deslocamentos ao longo das secções do túnel escavadas. Situação correspondente a um rolhão com 22 m de comprimento e maciço com $K_0=1,5$. Alinhamentos longitudinais ao longo do coroamento e hasteal direito representados a preto e a rosa, respetivamente.

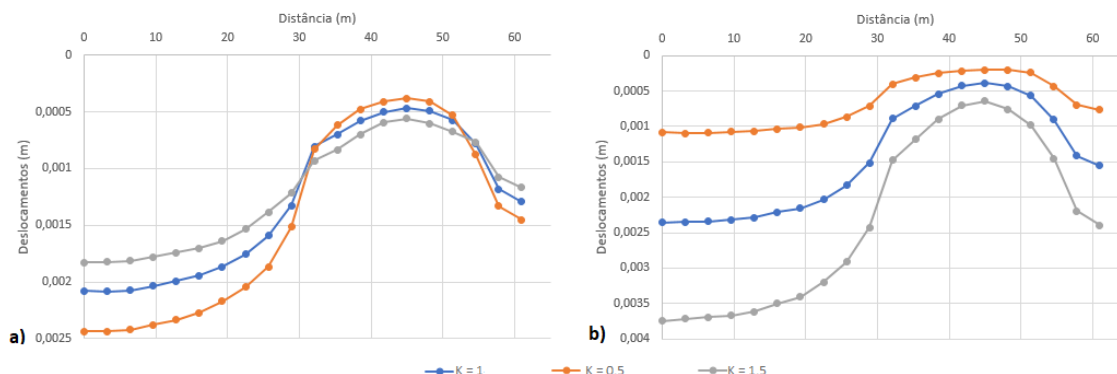


Figura 5.20: Variação dos deslocamentos em função de K_0 . a) Variação ao longo do coroamento; b) Variação ao longo do hasteal direito (Alinhamentos representados na Figura 5.19).

Pela Figura 5.20 é possível observar que, apesar de a variação de deslocamentos face aos valores de K_0 rondar os mm, a tendência é para que os deslocamentos ao longo do coroamento aumentem com a diminuição de K_0 , e ao longo dos hasteais aumentem com os incrementos de K_0 . No caso em análise, ao longo do coroamento as variações de deslocamentos máximos entre $K_0 = 0,5$ e $K_0 = 1,5$ rondam os 30%, enquanto no hasteal são aproximadamente 70%.

No que respeita à variação de deslocamentos entre os hasteais esquerdo e direito, e uma vez que a escavação encontra-se próxima de um talude, os deslocamentos ao longo do hasteal esquerdo são ligeiramente inferiores, na ordem dos 5%.

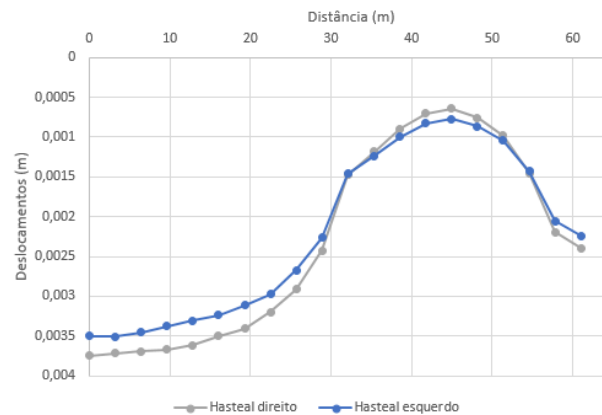


Figura 5.21: Deslocamentos ao longo do alinhamento dos hasteais da escavação segundo o eixo longitudinal, para $K_0 = 1,5$.

5.5.2 PLASTIFICAÇÃO MACIÇO

O programa RS^3 assume o maciço como sendo um meio contínuo, como tal a plastificação ocorre sempre que a tensão induzida seja superior à resistência do maciço. Após a plastificação de um dado ponto do maciço, por efeito de arco, as tensões remanescentes que não foram mobilizadas, são transferidas para zonas do maciço vizinhas, numa tentativa de ser estabelecido um novo estado de equilíbrio. Este processo de transferência de tensões conduz a uma evolução das zonas plastificadas em torno da escavação.

Com o intuito de encontrar a dimensão mínima do rolhão que garanta a estabilidade e a segurança da escavação, foi gradualmente reduzida a dimensão do rolhão até atingir a plastificação do rolhão quando sujeito à pressão de 330 kPa. Nas Figuras 5.22 e 5.23 são representados os pontos do maciço plastificados na envolvente da escavação ao longo de um perfil longitudinal e transversal, respetivamente. Nas figuras, os pontos verdes com forma de cruz representam os pontos que romperam por corte, enquanto os quadrados rosa representam uma rotura por tração.

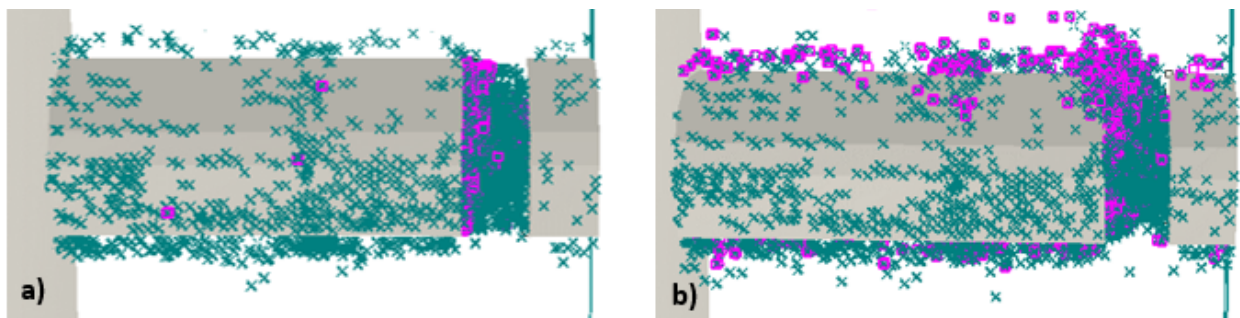


Figura 5.22: Pontos do maciço plastificados. a) $K_0 = 1,5$; b) $K_0 = 0,5$.

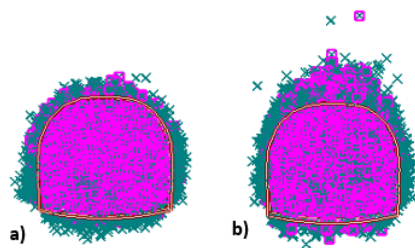


Figura 5.23: Pontos do maciço plastificados. a) $K_0 = 1,5$; b) $K_0 = 0,5$.

Como é possível observar, para um $K_0 = 0,5$, no coroamento da escavação ocorrem maioritariamente situações de rotura por tração. Na zona do rolhão, os pontos plastificados, tanto por tração como compressão são concentrados na face de jusante e ao longo do coroamento. Por sua vez, para um $K_0 = 1,5$ a rotura ao longo da escavação ocorre por corte. No rolhão são mobilizadas tensões na face de jusante, sendo o restante rolhão sujeito a tensões de corte uniformemente distribuídas ao longo do mesmo.

No Anexo A.5.3 são representadas as zonas do maciço plastificadas adjacentes à escavação e rolhão em função do K_0 . No mesmo anexo, são também representadas as envolventes de rotura do critério de Hoek-Brown para um maciço com $GSI = 20$, nas quais são representadas as tensões principais mobilizadas ao longo da escavação. Permitindo concluir o atrás exposto, que para $K_0 = 0,5$ ocorre rotura no coroamento.

Inicialmente, a plastificação do rolhão ocorre localmente e apenas na face de jusante. Utilizando como referência a Figura 5.24, a que corresponde um maciço com $K_0 = 1,5$, $GSI = 20$ e 330 MPa aplicados na face de montante de um rolhão de 7 m , os deslocamentos máximos mobilizados na face de jusante são da ordem dos 10 a 15 cm , e ocorrem apenas localmente, sendo que no restante rolhão os deslocamentos são da ordem dos 2 a 3 cm . Nesta situação, dos 7 m de rolhão previstos, 2 m de rolhão sofrem deslocamentos exagerados em zonas localizadas, perdendo qualquer funcionalidade, no entanto, 5 m de rolhão permanecem operacionais e capazes de oferecer resistência à pressão da água. Pelo que, a estabilidade global não foi colocada em causa, mais sim a estabilidade local.

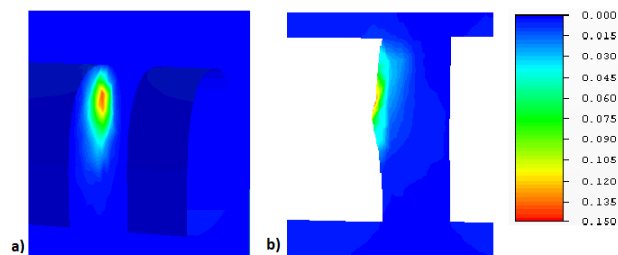


Figura 5.24: a) Deslocamentos na face de jusante do rolhão; b) Representação da deformada ao longo de um corte longitudinal no rolhão. Rolhão de 7 m de comprimento em maciço com $K_0 = 1,5$; $GSI = 20$ e 330 kPa aplicados na face de montante.

5.5.3 VARIAÇÃO DA GEOMETRIA

A escolha da geometria da secção da escavação resulta de uma análise ponderada entre o objetivo do túnel, a facilidade e o custo de execução. Existem diversas geometrias passíveis de serem utilizadas em túneis hidráulicos. No presente trabalho, e com o objetivo de compreender até que ponto a geometria da secção influencia o funcionamento do rolhão, foram analisados os deslocamentos nas secções apresentadas na Figura 5.25. Os deslocamentos medidos na face de jusante de um rolhão com 5 m de comprimento, $K_0 = 1$ e sujeito a uma pressão de 330 kPa são representados na Figura 5.26, em função da secção adotada.

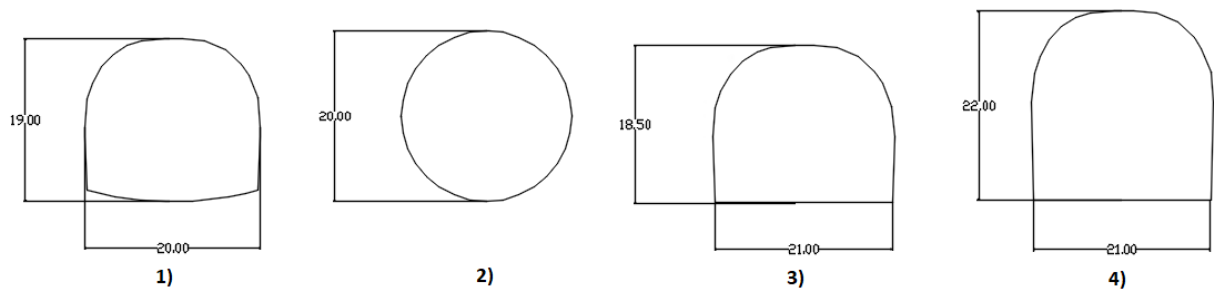


Figura 5.25: Diferentes geometrias analisadas.

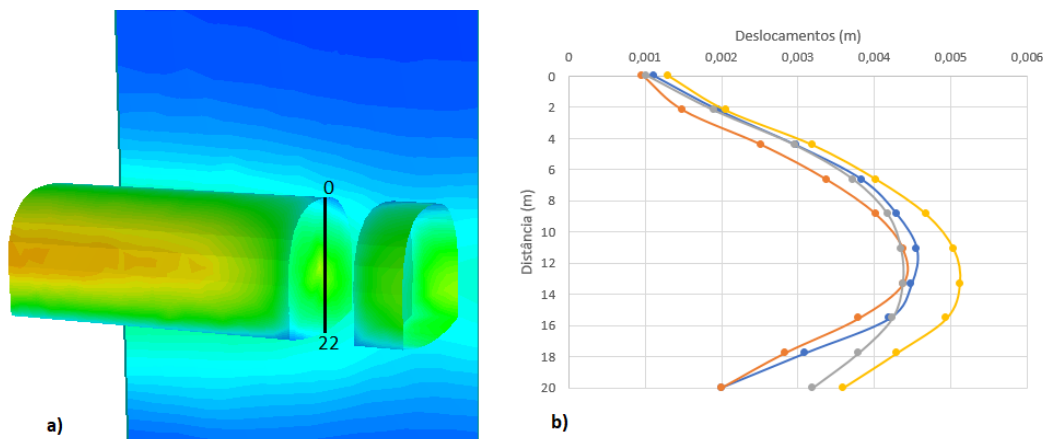


Figura 5.26: a) Representação da geometria 1; b) Deslocamentos na face de jusante de um rolhão com 5 m de comprimento sujeito a uma pressão de 330 kPa na face de montante.

Pela análise da Figura 5.26 é possível observar que a secção circular é a secção que mobiliza menores deslocamentos, por sua vez, secções com faces planas mobilizam maiores deslocamentos, resultado da maior concentração de tensões na junção das faces.

Contudo, para a análise em estudo, a variação da geometria não induz variações significativas no que respeita os deslocamentos sofridos no rolhão, sendo que a maior variação de deslocamentos ocorre entre a secção 2 e 4, na ordem dos mm, e como tal, desprezável. A influência da geometria da secção seria mais significativa

no que respeita a maciços com menor resistência.

5.5.4 DIMENSÕES MÍNIMAS DO ROLHÃO

No seguimento do que tem vindo a ser apresentado, foram realizadas várias modelações com objetivo de determinar qual a dimensão mínima do rolhão necessária face a diferentes cenários possíveis. A geometria da secção do túnel considerada, correspondente à secção 1 representada na Figura 5.25. Para a qual, foram alterados para cada K_0 os valores de GSI e da pressão da água aplicada a montante. Foi considerado que o rolhão perdeu funcionalidade sempre que os deslocamentos na face de jusante do mesmo atingissem valores superiores a 5 cm.

Posto isto, nas Tabelas 5.1 a 5.4 são apresentados, para diferentes cenários, a dimensão mínima do rolhão necessária para assegurar a segurança no interior da escavação em caso de inundação a montante do túnel.

Tabela 5.1: Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 0,5$

$K_0 = 0,5$		GSI				
		55	50	40	30	20
P(kPa)	330	3,5	4	6	8	9,5
	660	4,5	5	6	9,5	9,5
	990	6	6	7	9,5	10
	1320	6,5	7	8	9,5	12

Tabela 5.2: Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 1$

$K_0 = 1$		GSI				
		55	50	40	30	20
P (kPa)	330	3,5	3,5	5	8	9,5
	660	4	4,5	5,5	8,5	9,5
	990	4,5	5,5	6,5	9	9,5
	1320	5,5	6	7	9,5	9,5

Tabela 5.3: Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 1,5$

$K_0 = 1,5$		GSI				
		55	50	40	30	20
P (kPa)	330	3	3,5	4,5	8	9,5
	660	4	4,5	5,5	8,5	9,5
	990	4,5	5	6,5	9	9,5
	1320	5	6	7	9,5	9,5

Tabela 5.4: Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 2$

$K_0 = 2$		GSI				
		55	50	40	30	20
P (kPa)	330	3	3,5	4,5	8	9,5
	660	4	4	5	8,5	9,5
	990	4,5	5	6,5	9	9,5
	1320	5	6	7	9,5	9,5

Uma vez que, com referido no ponto 5.5.2, inicialmente a plastificação ocorre apenas pontualmente na face de jusante do rolhão, foi analisada a possibilidade de recorrer a uma camada de 10 cm de betão projetado na frente de escavação, de forma a assegurar resistência à instabilidade local. Assim sendo, foi novamente determinada a dimensão mínima de rolhão necessária face à variação da pressão da água aplicada a montante do rolhão e o valor de K_0 . Os resultados são apresentados nas Tabelas 5.5 a 5.8.

Tabela 5.5: Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 0,5$

$K_0 = 0,5$		GSI				
		55	50	40	30	20
P(kPa)	330	3,5	4	5	6	7
	660	4,5	5	6	6	7,5
	990	6	6	7	8	8
	1320	6,5	7	7	8	9

Tabela 5.6: Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 1$

$K_0 = 1$		GSI				
		55	50	40	30	20
P (kPa)	330	3,5	3,5	4,5	6	6,5
	660	4	4,5	5,5	6	7
	990	4,5	5,5	6	7	7,5
	1320	5,5	6	6	8	8

Tabela 5.7: Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 1,5$

$K_0 = 1,5$		GSI				
		55	50	40	30	20
P (kPa)	330	3	3,5	4,5	5	6
	660	4	4,5	5,5	6	6,5
	990	4,5	5	6	7	7
	1320	5	6	6	7	8

Tabela 5.8: Dimensão mínima do rolhão (m) para $K_0 = 2$

	$K_0 = 2$		GSI			
		55	50	40	30	20
P (kPa)	330	3	3,5	4,5	5	6
	660	4	4	5	6	6,5
	990	4,5	4,5	5	6	7
	1320	5	6	6	7	8

Pela análise das tabelas é possível notar que a aplicação de betão projetado apenas influencia a dimensão mínima do rolhão para maciços com baixos valores de GSI, sendo que para $K_0 = 2$ a aplicação da camada de betão conduz a um rolhão cujas dimensões mínimas podem ser reduzidas 3,5 m face à situação necessária, caso não seja considerado o suporte.

No Anexo A.5.4 é representada a evolução da dimensão mínima do rolhão necessária para garantir a segurança face à perda de funcionalidade da ensecadeira, para os casos a cima apresentados.

6

CONCLUSÃO

6.1 CONCLUSÕES

O trabalho que agora se conclui procura contribuir para a compreensão do comportamento de rolhões naturais em maciços rochosos, bem como, os parâmetros relevantes para o seu dimensionamento.

A modelação 2D realizada com recurso ao programa RS^2 , permitiu ganhar sensibilidade sobre o comportamento do maciço aquando da escavação e respetivos parâmetros resistentes, retirando as conclusões em seguida apresentadas:

- O comportamento e a dimensão do rolhão são mais afetados pelo GSI que pelos restantes parâmetros intervenientes no critério de cedência. Sendo a influência de D apenas notória para GSI reduzidos.
- Para o caso de estudo analisado no presente documento, foi concluído que a situação de maior instabilidade decorre da existência de descontinuidades que atravessam longitudinalmente o rolhão, criando assim, uma superfície de deslizamento em torno do mesmo com propriedades resistentes inferiores ao restante maciço. A situação atrás apresentada, constitui o cenário mais gravoso, ainda assim, trata-se de uma situação pouco provável, principalmente para rolhões de maior dimensão.
- A construção de uma parede na face de montante do rolhão constitui uma solução viável, de forma a garantir a segurança de um rolhão de menor dimensão, visto que reduz significativamente os esforços a que o mesmo está sujeito e a sua consequente deformação. Contudo, quanto menor a dimensão do rolhão maiores serão os esforços sobre a parede, pelo que, a escolha do comprimento do rolhão e o consequente dimensionamento da parede devem surgir de uma análise ponderada.

As modelações 2D realizadas, com recurso aos programas *Unwedge* e RS^2 , permitiram realçar a importância da drenagem do maciço, tanto na estabilidade local como global do rolhão.

A realização da modelação tridimensional permitiu validar os resultados obtidos na análise 2D, concluindo que, as simplificações inerentes ao modelo 2D enredam pela segurança, uma vez que, a mesma análise

realizada nos dois modelos, conduziu à necessidade de um rolhão com mais 1 m de desenvolvimento no modelo 2D em comparação ao modelo 3D.

Da análise tridimensional, foi possível determinar as dimensões mínimas necessárias do rolhão face ao estado de tensão inicial e ao valor da pressão da água. Concluindo que, apesar de o aumento de K_0 induzir maiores deslocamentos no rolhão e maiores esforços sobre o suporte da escavação, a dimensão mínima de rolhão necessária para garantir a estabilidade é inferior, em comparação com um K_0 menor. No mesmo modelo, foi possível depreender que a rotura inicial do rolhão ocorre localmente na face de jusante do mesmo, sendo que, para maciços com menor valor de GSI o recurso a betão projetado na frente da escavação e pregagens pontuais, poderá ser suficiente para garantir a estabilidade e eficiência de um rolhão com menor dimensão. Tal conclusão realça a importância da análise de estabilidade local, aquando da análise de escavações em maciços rochosos.

Em suma, a conclusão principal da presente dissertação diz respeito à importância da correta caracterização da estrutura do maciço, sendo as descontinuidades e a sua condição o fator mais condicionante no comportamento do rolhão. Posto isto, é aconselhado o estudo da estabilidade global do maciço, com recurso a modelações 3D acrescidas de análises de estabilidade local.

A presente dissertação, termina realçando que o trabalho apresentado resultou de uma análise com intuito académico, associada a simplificações inerentes às limitações dos programas ou simplificações de análise. Contudo, tendo sempre presente a responsabilidade associada à obra e a importância de garantir a segurança, os resultados apresentados podem ser utilizados como referência para futuras obras similares.

”O engenheiro deve garantir a segurança do pessoal executante, dos utentes e do público em geral.”(Artigo 86º [70])

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Uma das limitações encontradas no desenvolvimento do presente trabalho, diz respeito à construção do modelo tridimensional. A versão do programa utilizada na análise, implica a construção do modelo com recurso a fatias com geometria constante ao longo das mesmas. Tal imposição, resultou num conjunto de simplificações no modelo respeitantes à geometria adotada. Assim sendo, como desenvolvimentos futuros, propõe-se a utilização da versão atualizada do RS^3 , ou o recurso a um diferente programa que permita considerar a variação da dimensão do rolhão ao longo do seu eixo longitudinal e a inclinação do mesmo.

Seria também de interesse analisar a influência da percolação no comportamento do rolhão. Tal não foi abordado na presente dissertação por se tratar de um assunto deveras complexo, resultando num acréscimo à análise inexequível face ao tempo disponível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Deere D.U. et al. «Design of Surface and Near Surface Construction in Rock». Em: *In Failure and Breakege of rock, proc. 8th U.S. Symposium on Rock Mechanics* (1967). New York, Society of Mining Engineers, American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers.
- [2] Bieniawski Z.T. «Engineering Classification of Jointed Rock Masses». Em: *Transaction of the South African Institution of Civil Engineers* 15 (1973), pp. 342–351.
- [3] Barton N.R., Lien R. e Lunde J. «Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support». Em: *Rock Mechanics, VOL6, PP189-236* (1974).
- [4] Rocscience. *RS²*. URL: https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/12_Rock_mass_properties.pdf (acedido em 19/04/2017).
- [5] Deere D.U. e Deere D.W. *Rock quality designation (RQD) after twenty years*. U.S. Department of commerce national technical information service springfield, 1989, pp. 51–72.
- [6] Bieniawski Z. *Engineering rock mass classifications*. 1ª ed. Wiley- Interscience, 1989, pp. 51–72. ISBN: 0-471-60172-1.
- [7] Barton N. e Grimstad E. «Rock mass conditions dictate choice between NMT and NATM». Em: *Tunnels and Tunneling International* (1994), pp. 38–41.
- [8] Rocscience. *RS²*. URL: https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/04_Rock_mass_classification.pdf (acedido em 26/04/2017).
- [9] E. Hoek, P. Marinos e V. Marinos. «The Geological Strength Index: Applications and Limitations». Em: (2005).
- [10] Hoek E. e Brown E.T. «Practical Estimates of Rock Mass Strength». Em: *International Journal of Rock Mechanics and Minning Sciences, Vol 34, No8; pp 1165-1186* (1997).
- [11] Hoek E., Kaiser P.K. e Bawden W.F. *Support of underground excavations in hard rock*. A.A. Balkema, 1995. ISBN: 90-5410-196-5.
- [12] L. Ribeiro e Sousa, Gomes Correia A. e Miranda T. *Determinação de Parâmetros Geomecânicos em Formações Graníticas através de um sistema baseado em conhecimento*. Universidade de Aveiro, 2004.

- [13] Serafim J.L. e Pereira J.P. «Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski». Em: *Int.Sym Eng. Geol. Under. Const. Vol1, Lisboa.* (1983), pp. II.33–II.42.
- [14] Bieniawski Z.T. «Determining Rock Mass Deformability, Experience from case Histories.» Em: *Int. J. Rock Mech. and Min. ScienceGeomech.* (1978), pp. 237–247.
- [15] Bieniawski Z.T. e Nicholson G. A. «A Non-Linear Deformation Modulus Based on Rock Mass Classification». Em: *Int. J. Min. and Geol. Eng* (1990), pp. 181–202.
- [16] Hoek E., Carranza-Torres C. e Corkum B. «Hoek-Brown Failure Criterium-2002 Edition». Em: *North American Rock Mechanics Society, Toronto* (2002).
- [17] Barton N. e Quadros E.F. «Engineering and Hydraulics in Jointed Rock Masses». Em: *EUROCK 2002-Curso A.Funchal* (2002).
- [18] Singh S. «Time Dependent Modulus of Rocks in Tunnels». Em: *M.E.Thesis, Dept of Civil Engineering, University of Roorkee, India* (1997).
- [19] Hoek E. e Diederichs M.S. «Empirical Estimation of Rock Mass Modulus». Em: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol 43; pp 203-215* (2006).
- [20] Rocscience. *RS²*. URL: <https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2.htm> (acedido em 17/04/2017).
- [21] Rocha M. *Mecânica das Rochas*. LNEC, 1971, p. 255.
- [22] Hoek E. e Brown E.T. «Practical Estimates of Rock Mass Strength». Em: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (1997).
- [23] Holtz R.D. e William K.D. *An introduction to geotechnical engineering*. Prentice hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1981, pp. 431–470. ISBN: 0-13-484394-0.
- [24] Hoek E. e Brown E.T. *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining e Metallurgy, 1990.
- [25] Hoek E. «Strength of Rock and Rock Masses». Em: *News Journal of ISRM, vol2,nº2,pp4-16* (1994).
- [26] *Apontamentos da disciplina de Geologia de Engenharia*. URL: https://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/ge_apontamentos.htm (acedido em 20/05/2017).
- [27] Rocscience. *RS²*. URL: https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/05_Shear_strength_of_discontinuities.pdf (acedido em 25/04/2017).
- [28] Patton F.D. «Multiple Modes of Shear Failure in Rock and Related Material». Em: *Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois* (1966).
- [29] Wyllie D.C. e Mah C.W. *Rock slope Engineering, civil and mining*. 4^a ed. Spon Press, Taylor Francis Group, 1974, pp. 81–85. ISBN: 0-415-28001-X.
- [30] Barton N.R. e S.Bandis. «Review of Predictive Capabilities of JRC-JCS Model in Engineering Practice». Em: *Rock joints, International Symposium on Rock Joints* (1990). Leom,Norway.

- [31] Barton N.R. e V.Choubey. «The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice». Em: *Rock Mechanics 10* (1977), pp. 1–54.
- [32] Barton N.R. «Effects of Block Size on the Shear Behaviour of Jointed Rock». Em: *Rock Mechanics, 23rd US Symposium on Rock Mechanics* (1983). Berkeley, CA, Soc. Mining Eng. of AIME, 739-60.
- [33] Deere D.U. e Miller R.P. «Engineering Classification and Index Properties of Rock». Em: *Technical Report No. AFNL-TR-65-116* (1966). Albuquerque, NM: Air Force Weapons Laboratory.
- [34] Goodman R.E. *Methods of Geological Engineering in discontinuous Rocks*. West Publishing Co., 1976, pp. 15–32. ISBN: 0-8299-0066-7.
- [35] Matos Fernandes M. *Mecânica dos Solos, Conceitos e Princípios Fundamentais, vol. 1*. 2ª ed. FEUP edições, 2011, pp. 111–122. ISBN: 978-972-752-139-5.
- [36] L. Ribeiro e Sousa. *Determinação do estado de tensão in situ em maciços rochosos*.
- [37] Amadei B. e Stephansson O. *Rock Stress and Its Measurement*. Springer Science Business Media, 1997. ISBN: 9-401-153-469.
- [38] Hoek E. e Brown E.T. «Trends in Relationships between Measured *In-Situ* Stresses and Depth». Em: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science Geomechanics Abstracts* (1978).
- [39] Rocscience. *In situ and induced stresses*. URL: https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/11_Insitu_and_induced_stresses.pdf (acedido em 12/05/2017).
- [40] Terzaghi K. *Theory of Consolidation*. Wiley Online Library, 1943. ISBN: 0-470-17276-2.
- [41] Eisenstein Z., Heinz H. e Negro A. «Three-Dimensional Ground Response to Tunnelling». Em: ASCE (1984).
- [42] França P.T. *Estudo do Comportamento de Túneis: Análise Numérica Tridimensional com Modelos Elasto-Plásticos*. Tese de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.
- [43] Ranken R.E e J.Ghaboussi. *Tunnel Design Considerations: Analysis of Stresses and Deformations around Advancing Tunnels*. 1975.
- [44] Topa Gomes A. *Túneis Urbanos Sujeitos a Solicitações Não Uniformes. O Túnel do Largo do Carregal na Cidade do Porto*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.
- [45] Hudson J.A. *Rock Mechanics Principles in Engineering Practice*. Butterworth-Heinemann, 1989.
- [46] Penido H. *Modelagem Computacional de túneis: O Caso dos Túneis da Mina de Fábrica Nova*. Tese de Mestrado, Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, 2006.
- [47] Aguiar J.C. *Calibração de uma Classificação de Suporte de Túneis com o Obtido em Modelo*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.
- [48] E.Hoek. «When is a design in rock engineering acceptable?» Em: *Proceedings of the 7th International Congress on Rock Mechanics* (1991), pp. 1485–1497.

- [49] Palmström A. *A Rock Mass Characterization System for Rock Engineering purposes*. Tese de Doutorado, Oslo University, Norway, 1995.
- [50] Cecil O.S. *Correlation of Rock Bolts- Shotconcrete Support and Rock Quality Parameters in Scandinavian Tunnels*. Tese de Doutorado, University of Illinois,Urbana, 1970.
- [51] Rocscience. *Structurally controlled instability in tunnels*. URL: https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/06_Structurally_controlled_instability_in_tunnels.pdf (acedido em 23/05/2017).
- [52] Saiang D. e Nordlund E. «Failure Mechanisms Around Shallow Tunnels In Brittle Rock». Em: *11th ISRM Congress, International Society for Rock Mechanics* (2007), pp. 883–889.
- [53] EUA Department of transportation. Federal Highway Administration. *Technical Manual for design and construction of road tunnels-civil element*. Washington DC, 2009, p. 6.
- [54] EDP. *Caniçada, Informação Técnica*. URL: http://www.a-nossa-energia.edp.pt/centros_produtores/info_tecnica.php?item_id=15&cp_type=he§ion_type=info_tecnica (acedido em 10/03/2017).
- [55] Google Maps. *Localização da barragem de Caniçada*. URL: <https://www.google.pt/maps/place/Barragem+Da+Cani%C3%A7ada/@41.6686457,-8.19454,12.25z/data=!4m5!3m4!1s0xd251ddae8647065:0xd6cbdea141bf2ea8!8m2!3d41.652834!4d-8.2307208> (acedido em 11/03/2017).
- [56] EDP. «EDP, Declaração Ambiental 2015». Em: *Aproveitamentos Hidroelétricos da Direção de Produção Hidráulica* (2015), pp. 36–37.
- [57] EDP; Aqualogus. *Volume V - Elementos de Projecto (Peças Escritas). Estudos Geológicos e Geotécnicos. Parte 1- Memória*. Barragem de Caniçada, descarregador de cheias complementar, processo de concurso, 1995.
- [58] Brandão L. *Modelação Numérica 3D de Escoamentos em Descarregadores de cheia; Aplicação ao descarregador de cheias complementar do aproveitamento hidroelétrico da Caniçada*. Dissertação de Mestrado,FEUP, 2015, pp. 5–9.
- [59] Aqualogus. «Túnel, Escavações e Contensões, planta e perfil longitudinal». Em: *Barragem de Caniçada, descarregador de cheias complementar, projeto de execução* (2014).
- [60] Aqualogus. «Estudos geológicos e geotécnicos-Localização dos trabalhos de prospecção-Planta». Em: *Barragem de Caniçada, descarregador de cheias complementar, processo de concurso* (2012).
- [61] Aqualogus. «Estudos geológicos e geotécnicos-Zonamento Hidráulico-Planta e perfil longitudinal». Em: *Barragem de Caniçada, descarregador de cheias complementar, processo de concurso* (2012).
- [62] EDP;Aqualogus. «Nota de cálculo N°23». Em: *Barragem de Caniçada, descarregador de cheias complementar-Projecto de execução* (2015).

- [63] Mota-Engil. «Escavação do Rolhão do Túnel». Em: *Construção do Descarregador de Cheias Complementar da Barragem de Caniçada* (2017).
- [64] Aqualogus. «Estudos geológicos e geotécnicos-Zonamento Geotécnico-Planta e perfil longitudinal e cortes». Em: *Barragem de Caniçada, descarregador de cheias complementar, processo de concurso* (2012).
- [65] Aqualogus. «Emboquilhamento de montante e zona de transição, escavações e contenções; cortes 3-3 a 6-6». Em: *Barragem de Caniçada, descarregador de cheias complementar, projeto de execussão* (2015).
- [66] Mota-Engil. «Túnel, Proposta de Avanços da Escavação». Em: *Descarregador de Cheias Complementar da Barragem de Caniçada* (2017).
- [67] Rocscience. *RS²*. URL: <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2> (acedido em 19/03/2017).
- [68] Topa Gomes A. et al. «Obras subterrâneas do Metro do Porto- Aspectos Geotécnicos». Em: *8º CNG, LNEC, lisboa, pp.2217-2234* (2002).
- [69] Rocscience. *RS³*. URL: <https://www.rocscience.com/help/RS3/webhelp2/RS3.htm> (acedido em 11/05/2017).
- [70] Ordem dos Engenheiros. *Código Deontológico*. URL: http://www.esac.pt/noronha/etica/PDF/OE_deontologia.pdf (acedido em 09/06/2017).

A

ANEXOS

A.1 ESTABILIDADE LOCAL DAS FACES DO ROLHÃO, COM RECURSO AO PROGRAMA *Unwedge*

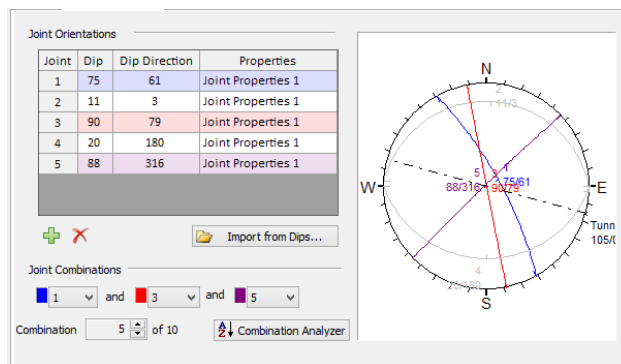


Figura A.1: Definição das 5 famílias de descontinuidades com recurso ao programa *Unwedge*

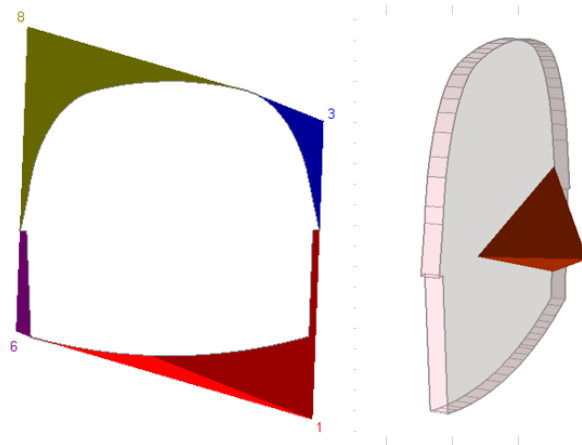


Figura A.2: Representação de cunhas geradas ao longo da secção transversal e da face de jusante do rolhão para uma das 10 combinações entre descontinuidades possíveis

Tabela A.1: Fatores de segurança críticos na periferia do túnel antes e após a aplicação de 10 cm de betão projetado, considerando as cunhas apenas sujeitas ao seu peso próprio

Combinação	Antes de suporte		Após suporte	
	Posição da cunha crítica	FS crítico	Posição da cunha crítica	FS crítico
1	Upper left	0,00	Upper left	3,78
2	Upper left	0,00	Upper left	4,19
3	Roof	0,00	Roof	56,24
4	Roof	0,00	Roof	31,72
5	Roof	2,96	Roof	34,31
6	Upper left	3,19	Upper left	6,02
7	Upper left	3,26	Upper left	6,40
8	Upper left	4,77	Upper right	12,09
9	Roof	6,57	Roof	21,53
10	Upper left	10,67	Upper left	21,66

Tabela A.2: Fatores de segurança críticos na periferia do túnel antes e após a aplicação de 10 cm de betão projetado, considerando as cunhas sujeitas à pressão da água

Combinação	Antes de suporte		Após suporte	
	Posição da cunha crítica	FS crítico	Posição da cunha crítica	FS crítico
1	Upper left	0,00	Upper left	1,16
2	Upper left	0,00	Upper left	0,56
3	Roof	0,04	Lower left	0,47
4	Roof	0,00	Lower right	0,21
5	Upper right	0,00	Upper right	1,40
6	Roof	0,00	Lower right	0,89
7	roof	0,00	Lower right	0,22
8	Upper left	0,00	Upper left	0,96
9	Roof	0,133	lower left	2,83
10	Lower right	0,08474	Upper left	0,68

Tabela A.3: Volume das cunhas formadas na face do rolhão e respetivos fatores de segurança, considerando as cunhas apenas sujeitas ao seu peso próprio ou considerando a pressão da água.

Combinação	Apenas Peso Próprio	Pressão da água		Volume da cunha (m ³)
	Sem suporte	Sem suporte	Com suporte (espessura 1m)	
	Fs crítico	Fs crítico	Fs crítico	
1	4,71	0,07	1,60	0,14
2	5,34	0,00	1,69	0,12
3	24,64	0,93	1,58	0,63
4	15,64	0,00	1,41	1,05
5	14,72	0,00	6,21	0,01
6	26,58	0,03	6,19	0,01
7	26,98	0,00	1,17	0,89
8	4,71	0,00	7,26	0,01
9	16,39	0,86	1,53	0,43
10	21,41	1,58	2,18	0,21

A.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

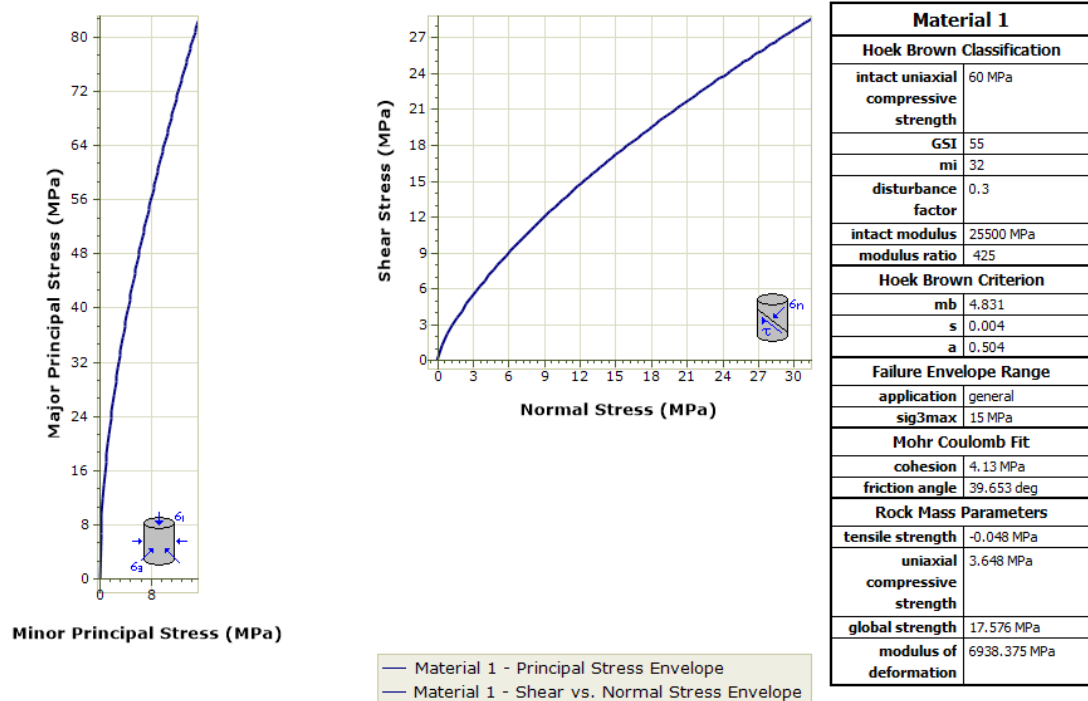


Figura A.3: Determinação dos parâmetros do critério de Hoek-Brown com recurso ao programa RocData

A.3 SECÇÃO TRANSVERSAL

A.3.1 MODELAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO; SEQUÊNCIA DE PROCEDIMENTOS

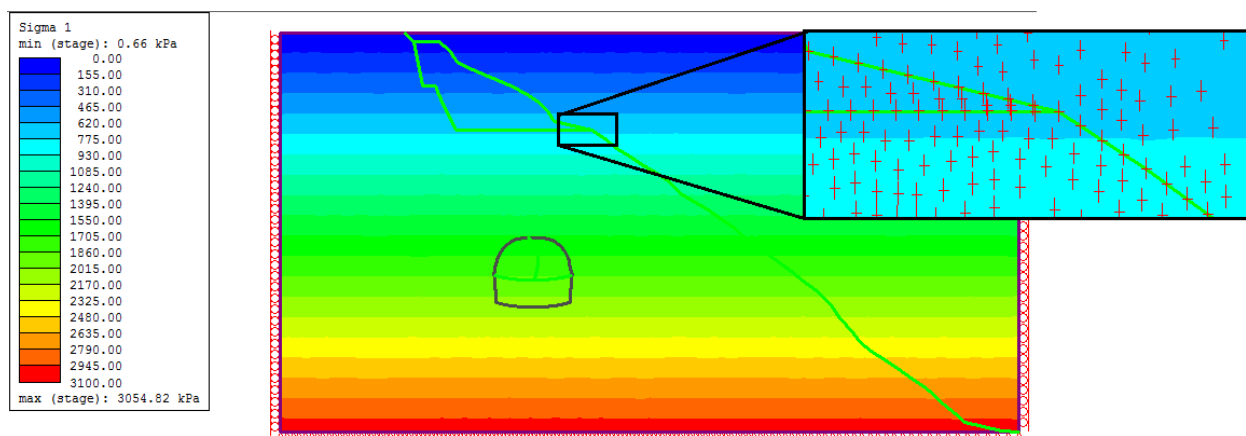


Figura A.4: Tensões principais máximas antes de realizada qualquer análise

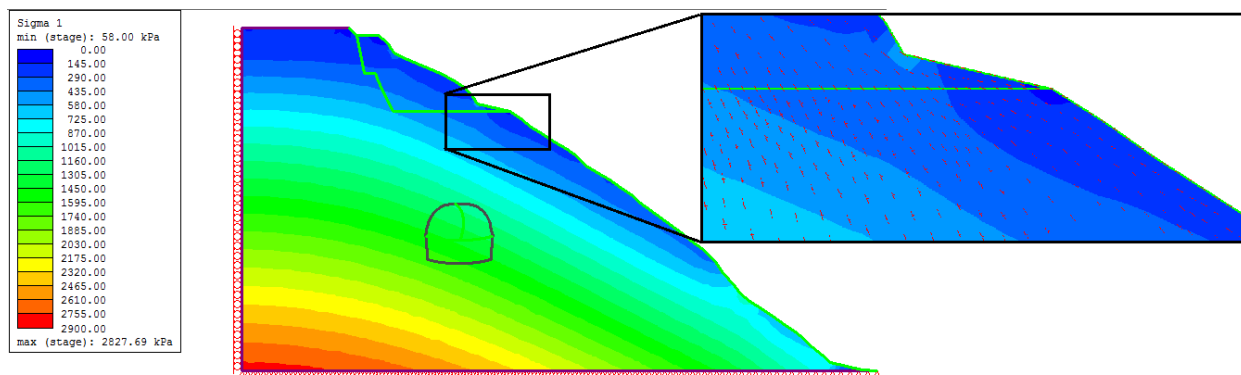


Figura A.5: Tensões principais máximas após escavação do vale

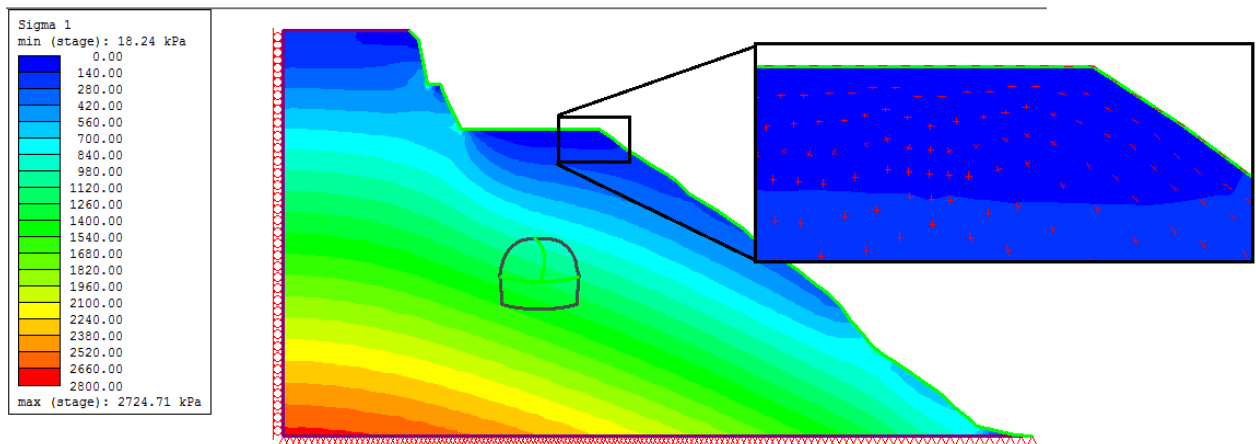


Figura A.6: Tensões principais máximas após escavação do talude

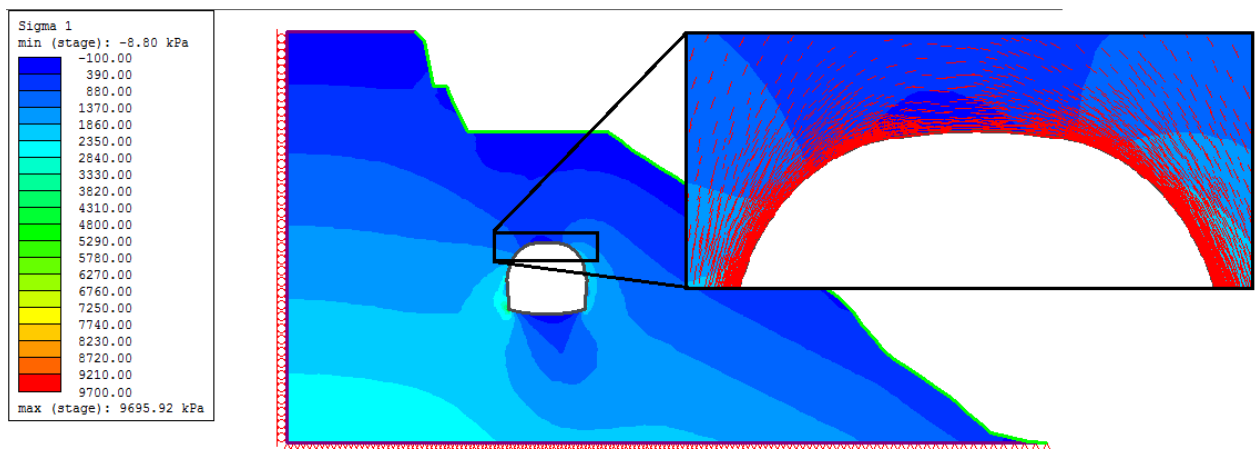


Figura A.7: Tensões principais máximas após escavação túnel

A.3.2 ZONAS PLASTIFICADAS

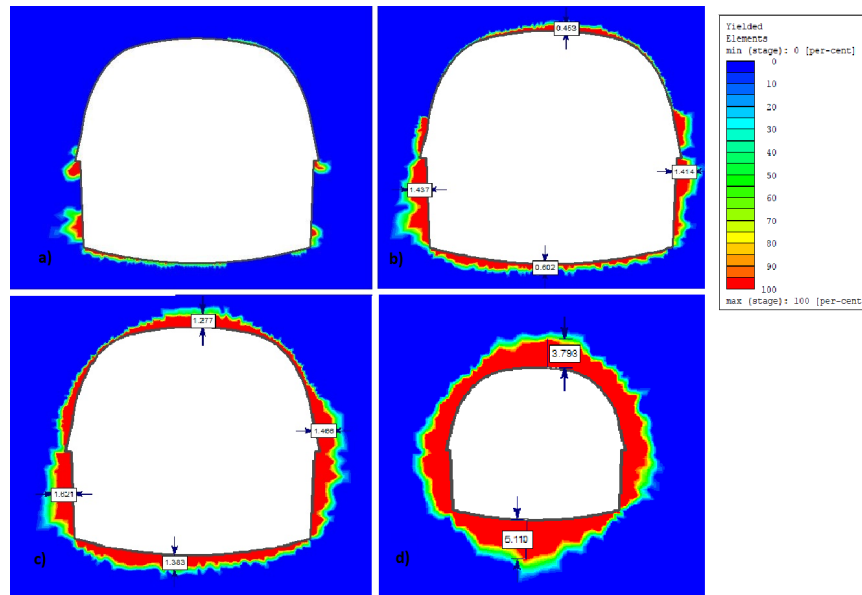


Figura A.8: Evolução das zonas plastificadas com a redução do GSI; a) GSI = 50; b) GSI = 40; c) GSI = 30; d) GSI = 10

A.4 PERFIL LONGITUDINAL

A.4.1 EVOLUÇÃO DAS TENSÕES

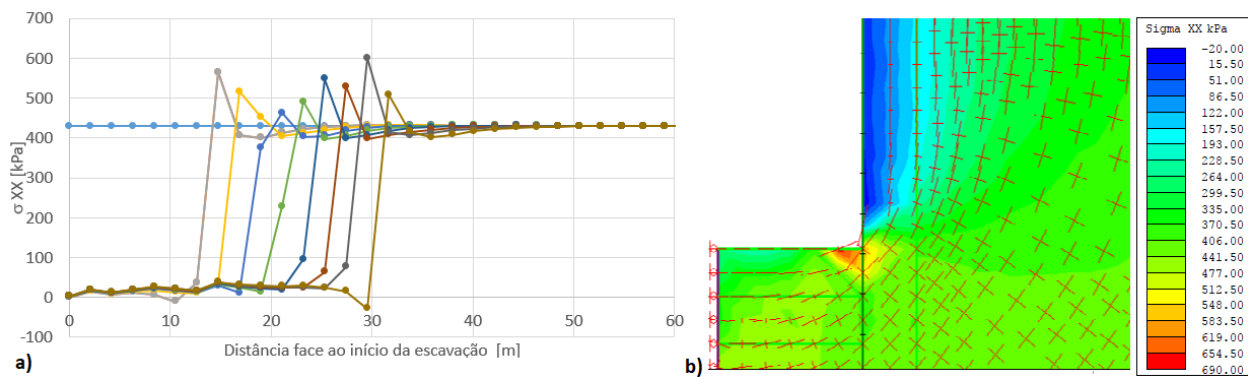


Figura A.9: a) Distribuição das tensões radiais na periferia da escavação ao longo de um corte longitudinal para as diferentes fases de escavação, b) Orientações das tensões principais numa dada fase da escavação,

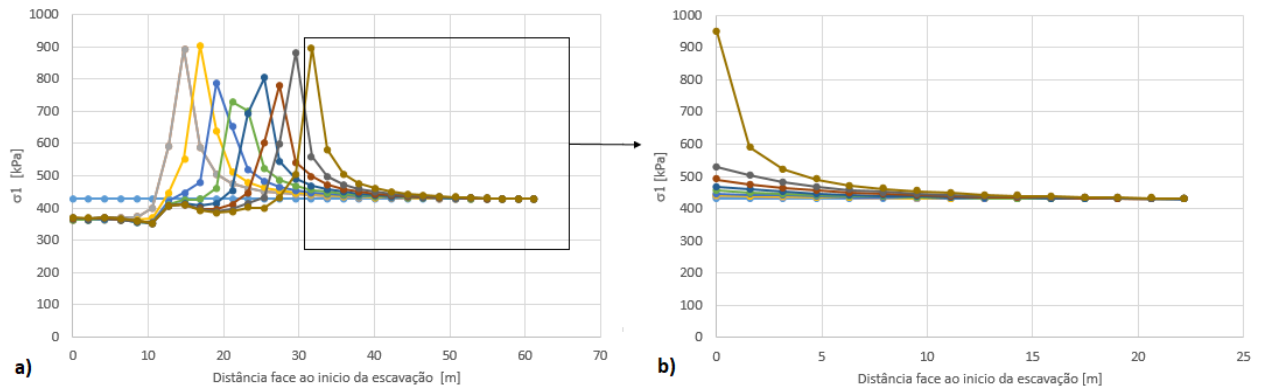


Figura A.10: a) Tensões principais máximas ao longo da escavação nas diferentes fases; b) Zoom da zona do rolhão

A.4.2 ZONAS PLASTIFICADAS

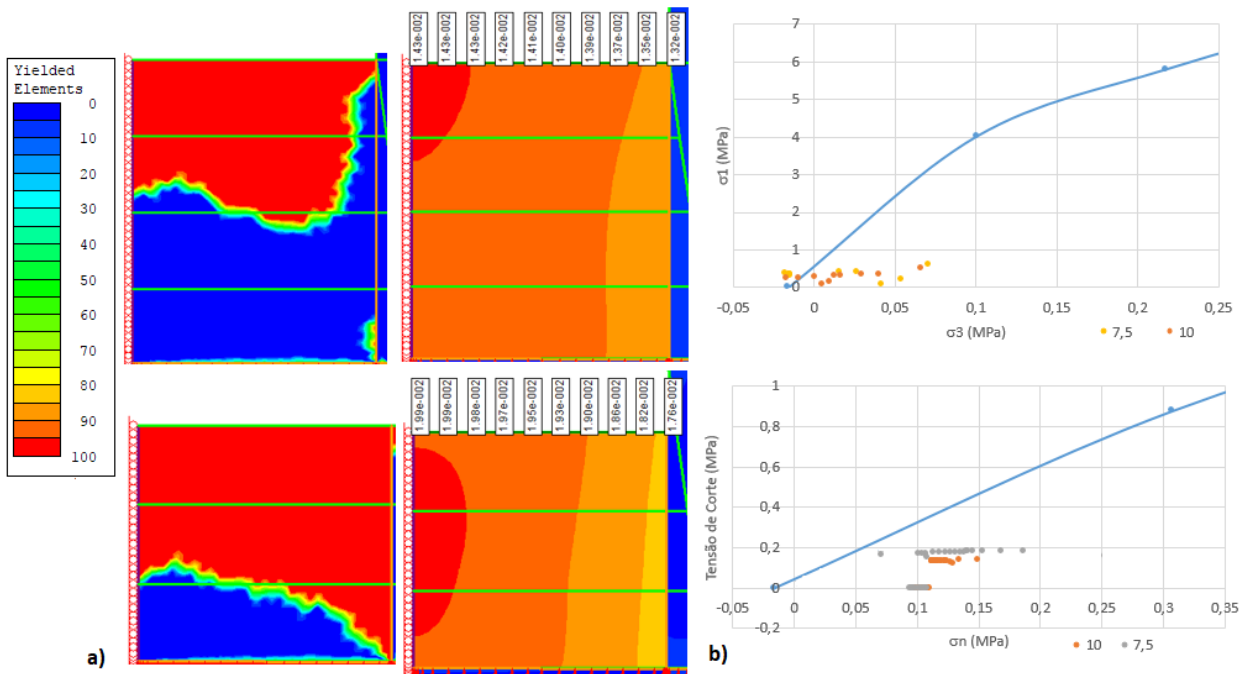


Figura A.11: a) Área plastificada e deslocamentos na face de jusante ; b) Tensões ao longo da superfície de deslizamento representadas sobre a envolvente de rotura do critério de Hoek-Brown. Dados referentes a um rolhão com 10 m e 7,5 m de dimensão útil face à pressão aplica na zona da falha.

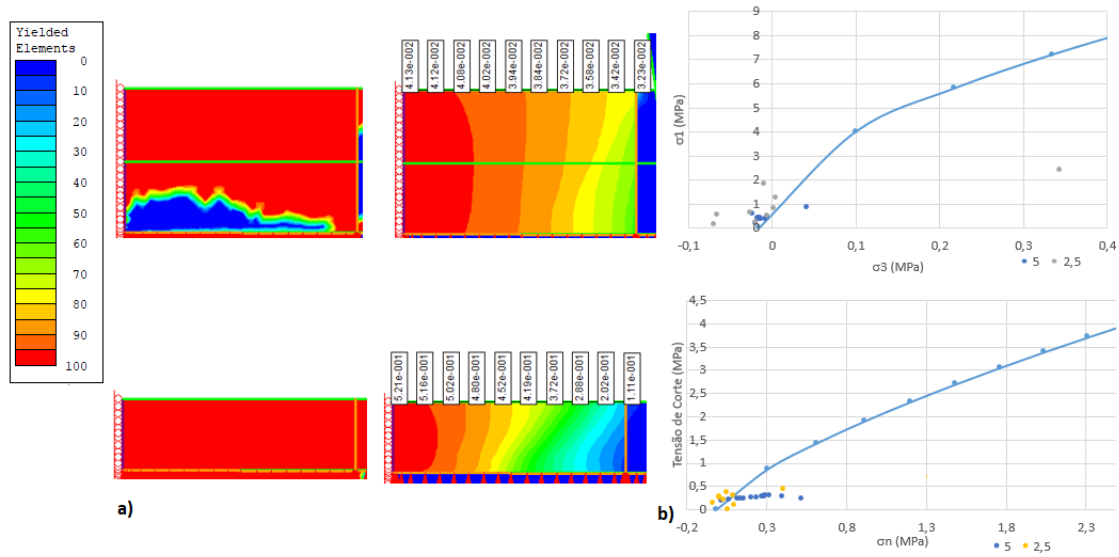


Figura A.12: a) Área plastificada e deslocamentos na face de jusante; b) Tensões ao longo da superfície de deslizamento representadas sobre a envolvente de rotura do critério de Hoek-Brown. Dados referentes a um rolhão com 5 m e 2,5 m de dimensão útil face à pressão aplica na zona da falha.

A.4.3 ESFORÇOS

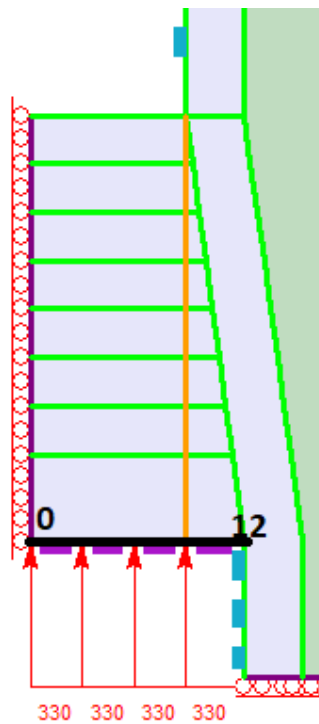


Figura A.13: Parede na face de montante do rolhão com 22 m.

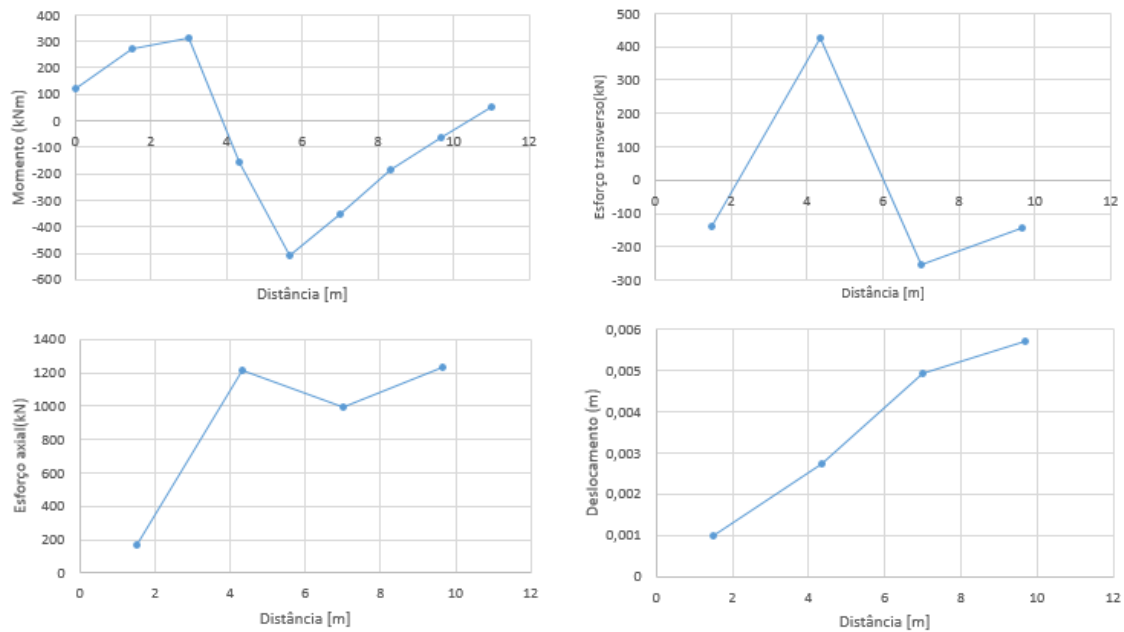


Figura A.14: Esforços e deslocamentos na parede de betão armado colocada na face de montante do rolhão, como representado na Figura A.13, quando o mesmo possui um desenvolvimento de 22 m.

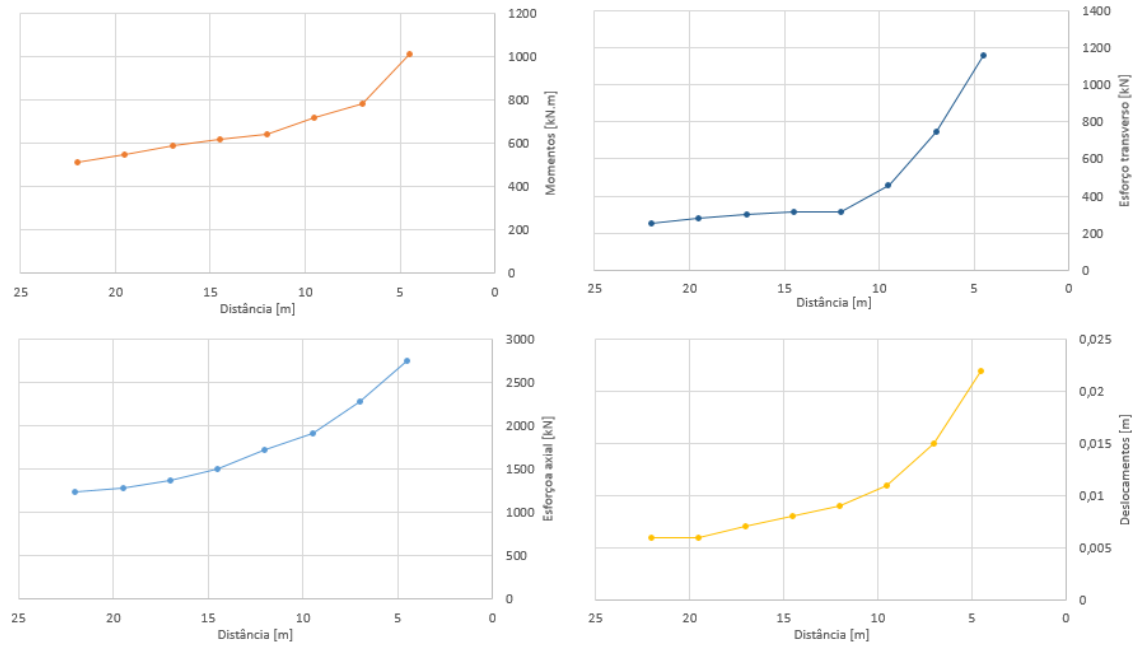


Figura A.15: Evolução dos esforços máximos de deslocamentos na parede com a diminuição da dimensão do rolhão.

A.4.4 DEFORMAÇÕES E DESLOCAMENTOS

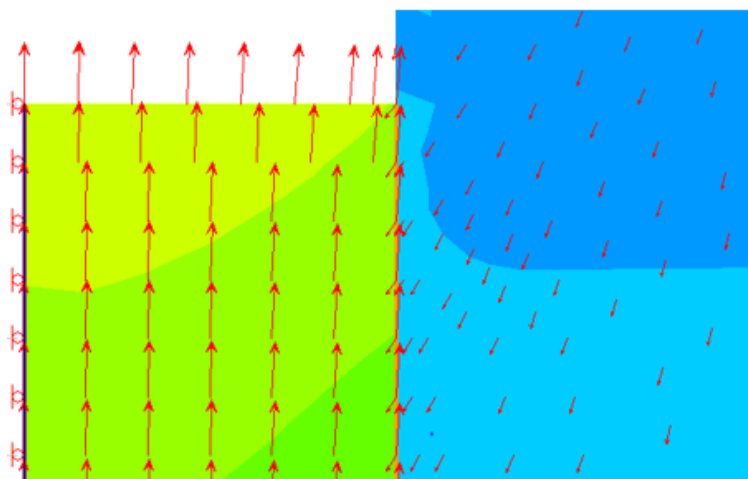


Figura A.16: Vetores deslocamento na zona de jusante do rolhão.

A.4.5 SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO

Tabela A.4: Deslocamentos (mm) na face de jusante do rolhão.

Comprimento rolhão (mm)	do	22	19,5	17	14,5	12	9,5	7	4,5	4	3,5	3	2,5
c(kPa)	ϕ (°)												
500	63	2	2,2	2,4	2,7	2,8	3,5	8	29,7	200	221	-	-
400	60	2	2,2	2,4	2,7	2,8	3,5	8	29,7	220	277	-	-
300	50	2	2,2	2,4	2,7	2,8	3,5	8	29,7	280	340	-	-
200	45	2	2,2	2,4	2,7	2,8	3,5	8	40,9	300	507	-	-
100	40	2	2,2	2,4	2,7	2,8	3,5	20,4	48	410	672	-	-
50	40	2	2,2	2,4	2,7	2,8	18,0	269	349	466	693	-	-
50	35	2	2,2	2,4	2,7	9,96	310	1300	1900	2500	-	-	-
40	35	2	2,2	2,4	2,7	178	1080	2500	3070	-	-	-	-
25	38	2	2,2	2,4	9,07	789	1970	3350	-	-	-	-	-
40	30	2	2,2	2,4	196	1650	2920	-	-	-	-	-	-
30	30	2	2,2	314	2610	2880	-	-	-	-	-	-	-
20	30	2	53	1470	3060	-	-	-	-	-	-	-	-
0	30	1990	2000	4050	-	-	-	-	-	-	-	-	-
JRC	JCS (MPa)												
18	31,6	2	2,2	2,4	2,77	2,8	3,5	12,6	1490	1570	1590	-	-

Tabela A.5: Fatores de segurança ao deslizamento do rolhão.

Comprimento do rolhão (m)		22	19,5	17	14,5	12	9,5	7	4,5	4	3,5	3	2,5
c(kPa)	$\phi(^{\circ})$												
500	63	9,35	8,21	7,17	5,89	4,66	3,41	2,75	1,51	0,43	0,35	-	-
400	60	7,65	6,73	5,88	4,83	3,82	2,81	2,29	1,28	0,42	0,30	-	-
300	50	6,24	5,63	4,94	4,32	3,55	2,81	2,05	1,66	0,6	0,27	-	-
200	45	4,40	3,97	3,49	3,05	2,51	1,99	1,47	0,80	0,70	0,27	-	-
100	40	2,60	2,35	2,07	1,82	1,50	1,20	1,02	0,60	0,35	0,06	-	-
55	40	1,79	1,62	1,44	1,27	1,06	1,06	0,49	0,53	0,25	0,04	-	-
50	35	1,63	1,48	1,31	1,14	1,05	0,60	0,46	0,53	0,24	-	-	-
40	35	1,47	1,33	1,18	1,03	0,75	0,55	0,46	0,53	0,39	-	-	-
25	38	1,32	1,20	1,07	0,86	0,70	0,57	0,46	0,45	0,95	-	-	-
40	30	1,32	1,20	1,06	0,89	0,75	0,68	0,52	0,52	0,40	-	-	-
25	30	1,08	1,03	0,85	0,87	0,89	0,68	0,51	0,28	-	-	-	-
20	30	1,00	0,83	0,84	0,86	0,89	0,68	0,49	-	-	-	-	-
0	30	0,75	0,76	0,78	0,80	0,85	0,66	-	-	-	-	-	-
JRC	JCS (MPa)												
18	31,6	2,01	1,90	1,81	1,45	1,32	1,18	0,45	0,13	-	-	-	-

A.5 MODELO 3D

A.5.1 ESTADO DE TENSÃO

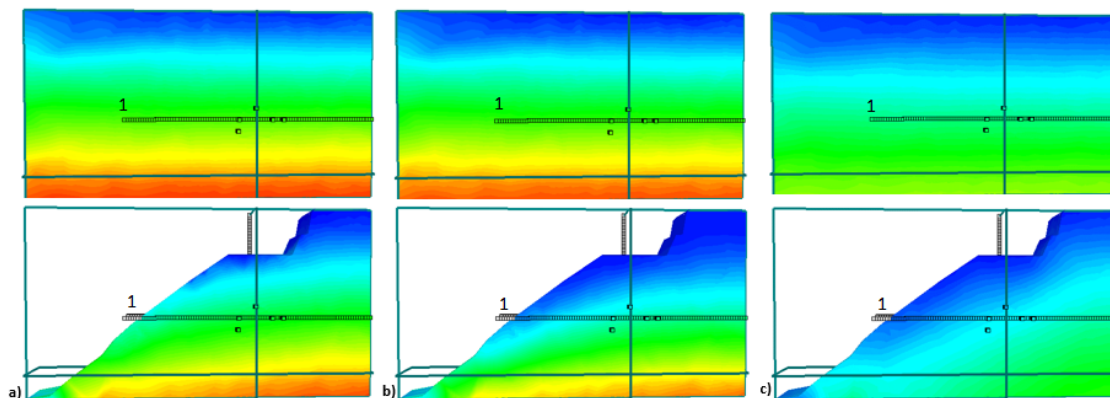


Figura A.17: Tensões no maciço antes e após a escavação do talude. a) σ_z ; b) σ_x ; c) σ_y

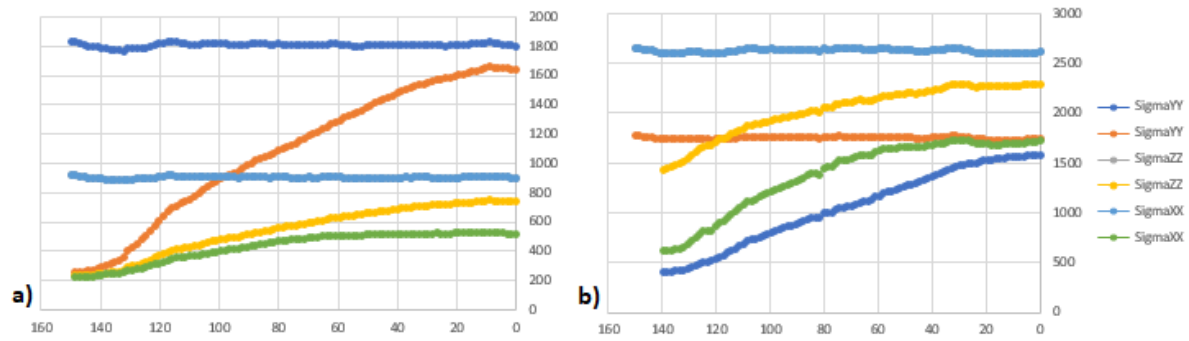


Figura A.18: Geração do estado de tensão inicial. Valor das tensões em X, Y e Z, ao longo do alinhamento 1 representado na Figura A.17, antes e após a escavação do talude a) $K_0 = 0,5$; b) $K_0 = 1,5$.

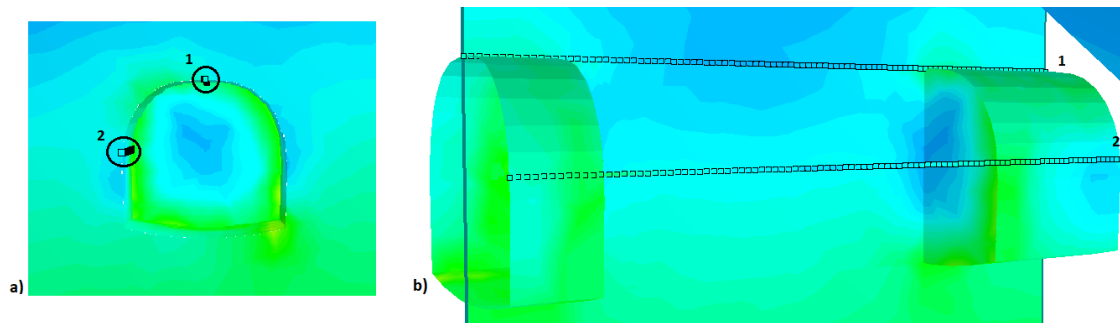


Figura A.19: Representação dos alinhamentos segundo os quais são médias as tensões representadas na Figura A.20 a) Secção transversal; b) Secção longitudinal.

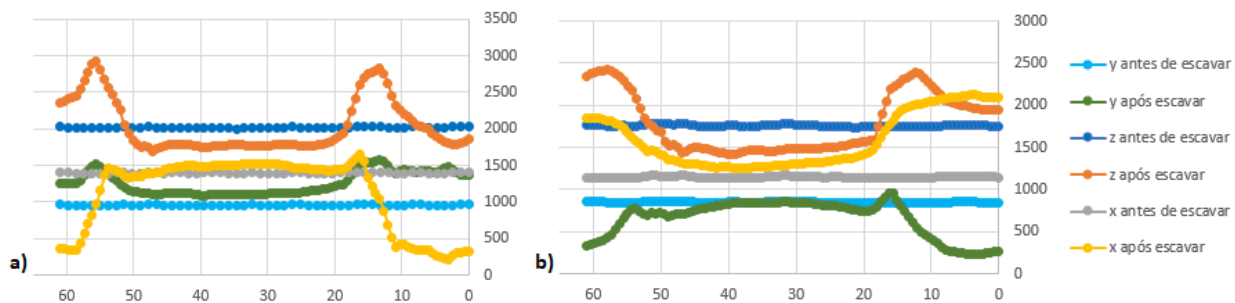


Figura A.20: Representação das tensões segundo os eixos X, Y, Z ao longos dos alinhamentos longitudinais 1, 2 e 3 representados na Figura A.19. a) Segundo alinhamento 2; b) Segundo alinhamento 1.

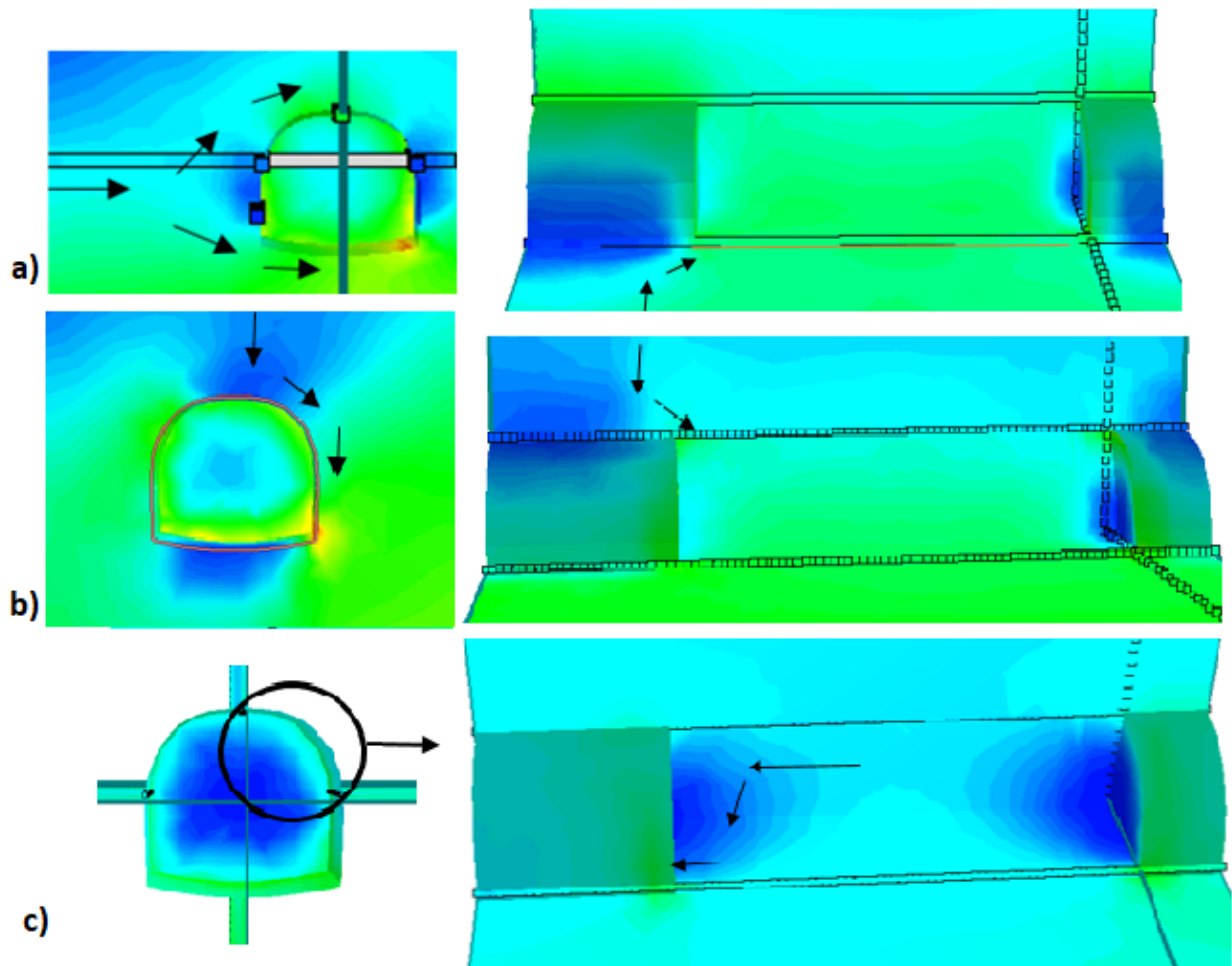


Figura A.21: Representação do efeito de arco e respetivas tensões no maciço para $K_0 = 1, 5$. a) σ_x ; b) σ_y ; c) σ_z

A.5.2 DEFORMAÇÕES E ESFORÇOS

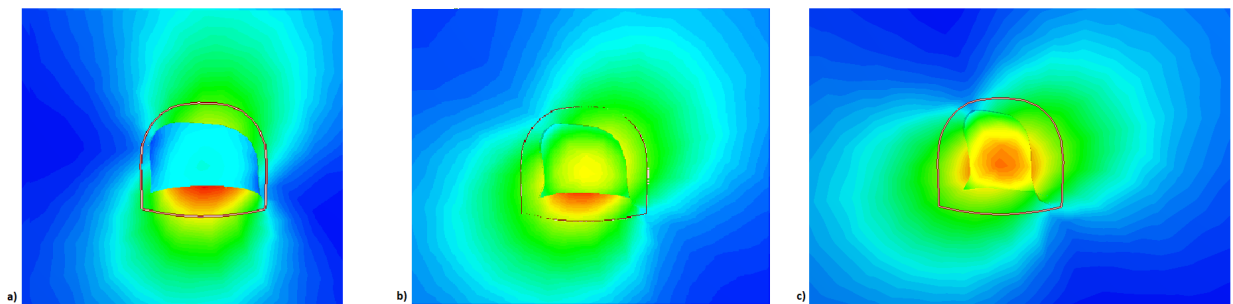


Figura A.22: Deformação do maciço em torno da escavação face a diferentes K_0 . a) $K_0 = 0.5$; b) $K_0 = 1$; c) $K_0 = 1.5$.

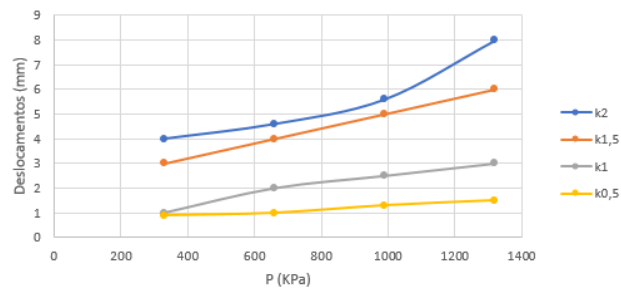


Figura A.23: Deformações máximas na face de jusante de um rolhão com 22 m de comprimento e $GSI = 55$ face à variação de K_0 .

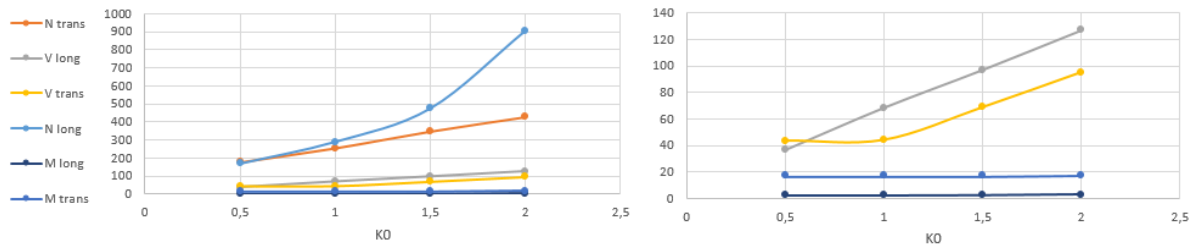


Figura A.24: Esforços máximos exercidos sobre o suporte da escavação, para um rolhão com 22 m sujeito a uma pressão de água de 330 kPa e $GSI = 55$.

A.5.3 PLASTIFICAÇÃO DO ROLHÃO

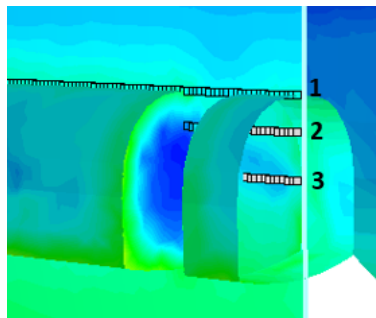


Figura A.25: Representação de 3 alinhamentos longitudinais ao longo do rolhão. As tensões observadas ao longo dos alinhamentos são representadas nas Figuras A.26 e A.27

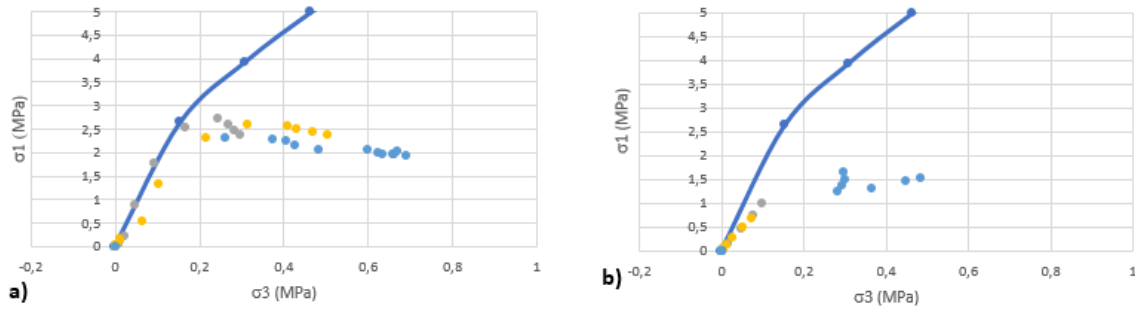


Figura A.26: Posição das tensões ao longo dos alinhamentos representados na Figura A.25 face à envolvente de rotura do critério de Hoek-Brown, para uma maciço com $GSI = 20$ e $K_0 = 1.5$ sujeito a uma pressão de 330 kPa. a) Antes da plastificação da face de jusante; b) Durante a plastificação da face de jusante

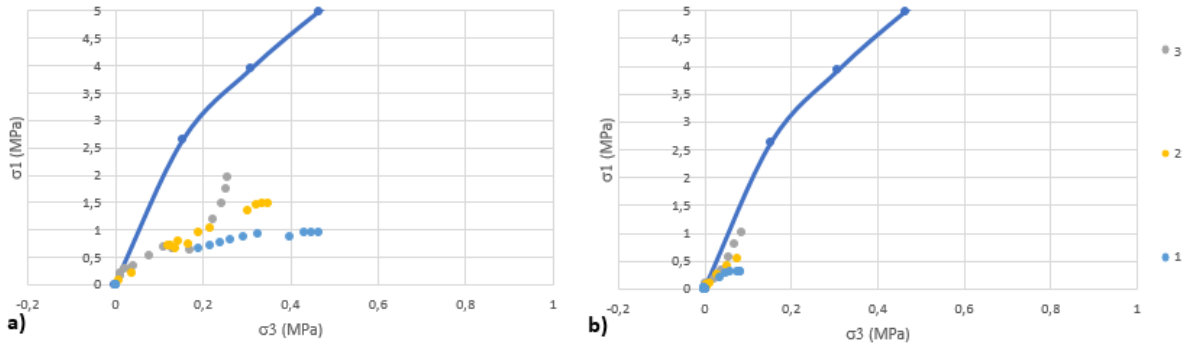


Figura A.27: Posição das tensões ao longo dos alinhamentos representados na Figura A.25 face à envolvente de rotura para uma maciço com $GSI = 20$ e $K_0 = 0.5$ sujeito a uma pressão de 330 kPa. a) Antes da plastificação da face de jusante; b) Durante a plastificação da face de jusante

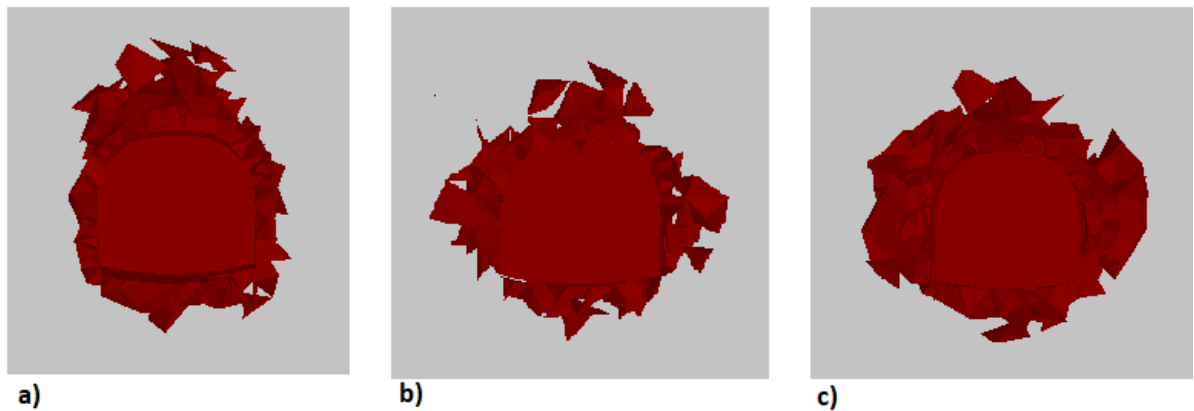


Figura A.28: Representação transversal da plastificação do rolhão sujeito a uma pressão de 330 kPa em face a dimensão do mesmo e K_0 . a) $K_0 = 0.5$, rolhão com 3 m; b) $K_0 = 1$, rolhão com 3 m; c) $K_0 = 1.5$, rolhão com 2.5 m

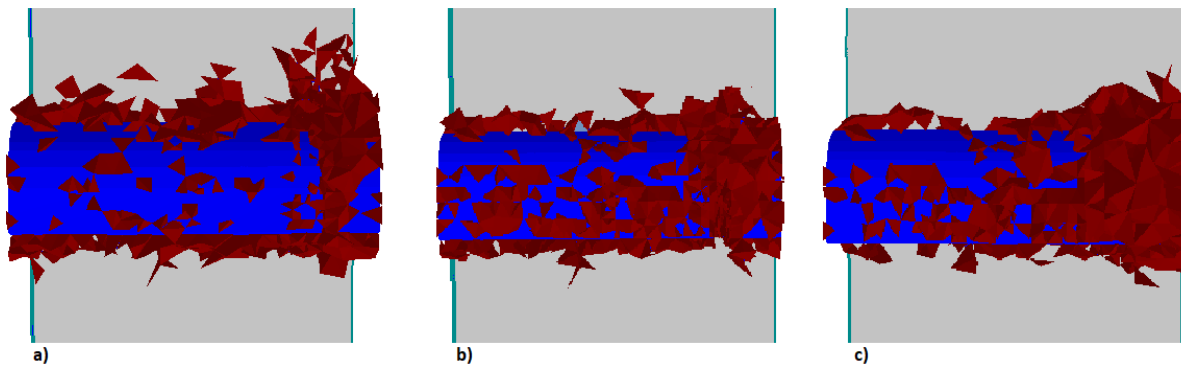


Figura A.29: Representação longitudinal da plastificação do rolhão sujeito a uma pressão de 330 kPa em face a dimensão do mesmo e K_0 . a) $K_0 = 1.5$, rolhão com 2.5 m ; b) $K_0 = 1$, rolhão com 3 m; c) $K_0 = 0.5$, rolhão com 3 m $K_0 = 1.5$, rolhão com 2.5 m

A.5.4 DIMENSÃO MÍNIMA DO ROLHÃO

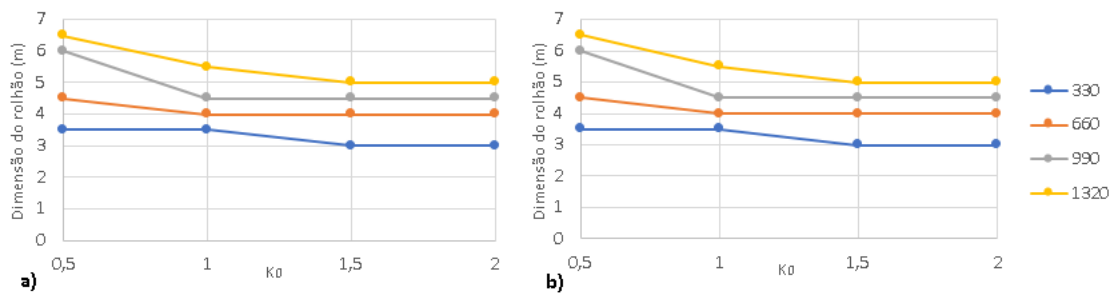


Figura A.30: Dimensão mínima do rolhão em função do K_0 e da pressão da água aplicada a montante (kPa), para um GSI de 55. a) Sem suporte na face do rolhão; b) Com 10 cm de betão projetado na face de jusante

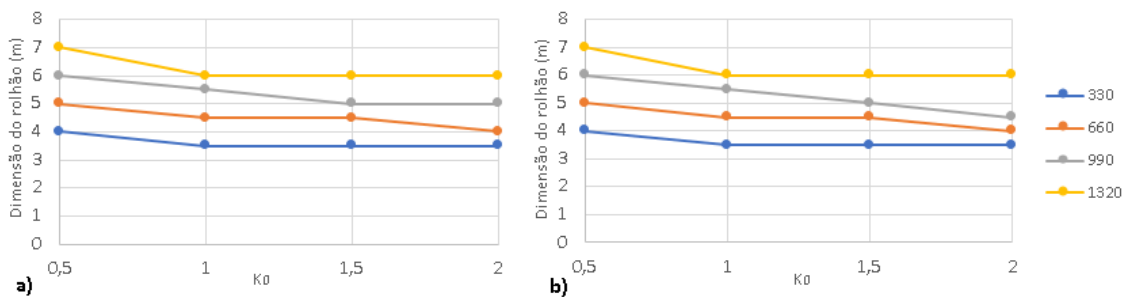


Figura A.31: Dimensão mínima do rolhão em função do K_0 e da pressão da água aplicada a montante (kPa), para um GSI de 50. a) Sem suporte na face do rolhão; b) Com 10 cm de betão projetado na face de jusante

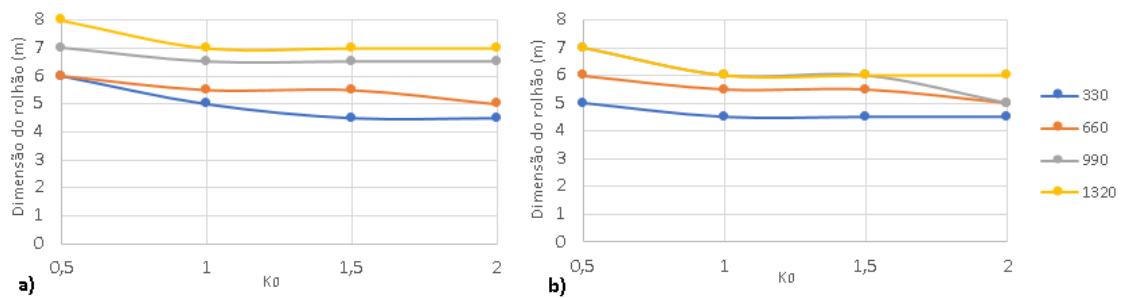


Figura A.32: Dimensão mínima do rolhão em função do K_0 e da pressão da água aplicada a montante (kPa), para um GSI de 40. a) Sem suporte na face do rolhão; b) Com 10 cm de betão projetado na face de jusante

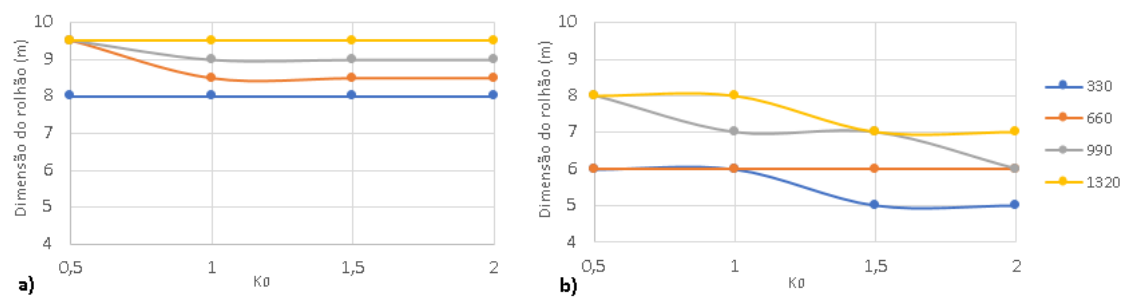


Figura A.33: Dimensão mínima do rolhão em função do K_0 e da pressão da água aplicada a montante (kPa), para um GSI de 30. a) Sem suporte na face do rolhão; b) Com 10 cm de betão projetado na face de jusante

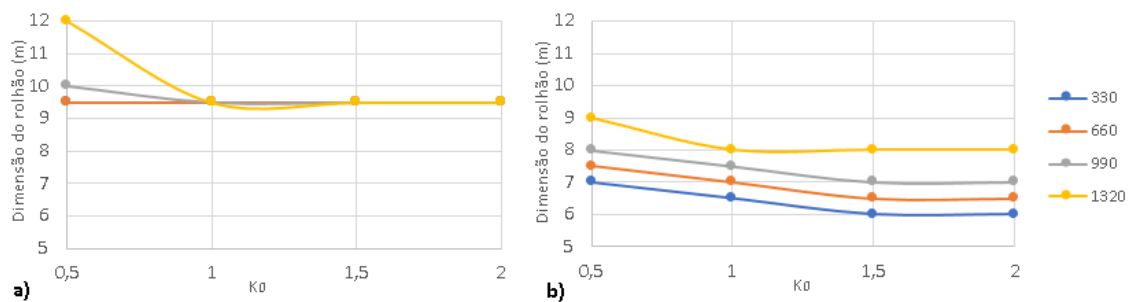


Figura A.34: Dimensão mínima do rolhão em função do K_0 e da pressão da água aplicada a montante (kPa), para um GSI de 20. a) Sem suporte na face do rolhão; b) Com 10 cm de betão projetado na face de jusante